

UNIVERZITET U NIŠU
GRAĐEVINSKO – ARHITEKTONSKI FAKULTET

Mr Aleksandra J. Cilić, dipl.inž.građ.

**PROSTORNA STABILNOST
ČELIČNIH KONSTRUKCIJA VIŠESPRATNIH
ZGRADA KAO FUNKCIJA REŠENJA
OSLONAČKIH VEZA**

Doktorska disertacija

Mentor
Dr Milisav Damnjanović, red. prof.

Niš, 2014.

SADRŽAJ

1. UVOD	5
1.1. OPŠTE	
1.2. PREDMET I CILJ ISTRAŽIVANJA	7
1.2.1. Predmet istraživanja	7
1.2.2. Cilj istraživanja	8
1.2.3. Polazne hipoteze istraživanja	9
1.2.4. Naučne metode	9
2. PROSTORNA STABILNOST ZGRADA	10
2.1. O STABILNOSTI ZGRADA	10
2.2. POJAM PROSTORNE STABILNOSTI ZGRADA	13
2.3. PARAMETRI KOJI UTIČU NA PROSTORNU STABILNOST ZGRADA	15
2.3.1. Opšte	15
2.3.2. Geotehnički uslovi fundiranja	16
2.3.3. Seizmički faktori	17
2.3.4. Faktori dejstva vetra	17
2.3.5. Oblik i veličina osnove zgrade	18
2.3.6. Visina i vertikalna dispozicija zgrade	19
2.3.7. Težina objekta	20
2.3.8. Noseći sistem	21
2.3.9. Sistem za ukrućenje	25
2.3.10. Rešenje oslonačkih veza kod skeletnih sistema	27
2.3.11. Dinamičke karakteristike konstrukcije	28
2.4. SPECIFIČNOSTI ČELIČNIH KONSTRUKCIJA ZGRADA SA STANOVIŠTA PROSTORNE STABILNOSTI	29

2.5. ZEMLJOTRESI I PROSTORNA STABILNOST ZGRADA	33
3. PRORAČUN OSLONAČKIH VEZA U ČELIČNIM KONSTRUKCIJAMA VIŠESPRATNIH ZGRADA	38
3.1. KLASIČAN PRORAČUN VEZA	38
3.2. PONAŠANJE VEZA	39
3.3. MEHANIČKI MODELI VEZA	42
3.4. PODELA VEZA	43
3.5. PONAŠANJE VEZA I METODE PRORAČUNA, PODELA KONSTRUKCIJA PREMA KRIVOJ $M-\varphi$	50
3.6. UTICAJ VEZA NA STABILNOST OKVIRA	53
3.7. OSNOVE PRORAČUNA VEZA PO EC3	54
3.7.1. Opšte	54
3.7.2. Globalna analiza	56
3.7.3. Veze između elemenata H ili I preseka	57
3.8. KONSTRUKCIJSKO OBLIKOVANJE OSLONAČKIH VEZA NOSAČA I STUBOVA	59
3.8.1. Opšte	59
3.8.2. Zglobne veze	60
3.8.3. Krute veze	61
3.8.4. Polu–krute veze	63
4. UTVRĐIVANJE TIPOLOGIJE SISTEMA, ZAVISNO OD REŠENJA OSLONAČKIH VEZA	65
4.1. OPŠTE	65
4.2. UNIFORMNI SISTEMI	66
4.3. PRETEŽNO UNIFORMNI SISTEMI	66
4.4. DELIMIČNO UNIFORMNI SISTEMI	66

5. NUMERIČKA ANALIZA PROSTORNE STABILNOSTI NA MODELIMA UTVRĐENIH TIPOVA SISTEMA ZA RAZLIČITU SPRATNOST ZGRADA	68
5.1. FORMIRANJE NUMERIČKIH MODELA	68
5.1.1. Opšte	68
5.1.2. Izrada numeričkih modela	71
5.2. KRITERIJUMI I REGULATIVA	76
5.3. NUMERIČKA ANALIZA PREDMETNIH SISTEMA ZGRADA	78
5.3.1. Opšte	78
5.3.2. Dodatni sistem spregova kod modela sa armirano–betonskim jezgrom	80
5.3.3. Legenda analiziranih numeričkih modela	83
5.3.4. Proračun i dimenzionisanje numeričkih modela predmetnih sistema zgrada	84
5.3.4.1. Modeli sa armirano–betonskim jezgrom	84
1. Modeli spratnosti P+9	84
2. Modeli spratnosti P+14	89
3. Modeli spratnosti P+19	94
4. Modeli spratnosti P+24	103
5.3.4.2. Modeli bez armirano–betonskog jezgra	112
1. Modeli spratnosti P+9	112
2. Modeli spratnosti P+14	113
3. Modeli spratnosti P+19	113
4. Modeli spratnosti P+24	113
5.3.5. Poređenje maksimalnih poprečnih preseka nosećih elemenata	114
6. PREZENTACIJA I DISKUSIJA REZULTATA ISTRAŽIVANJA	115
6.1. MODELI SA ARMIRANO–BETONSKIM JEZGROM	115

6.1.1. Modeli spratnosti P+9	115
6.1.2. Modeli spratnosti P+14	117
6.1.3. Modeli spratnosti P+19	118
6.1.4. Modeli spratnosti P+24	120
6.1.5. Poređenje dobijenih rezultata	121
6.2. MODELI BEZ ARMIRANO–BETONSKOG JEZGRA	122
6.2.1. Modeli spratnosti P+9	122
6.2.2. Modeli spratnosti P+14	123
6.2.3. Modeli spratnosti P+19	124
6.2.4. Modeli spratnosti P+24	125
7. ZAKLJUČAK	127
<i>LITERATURA</i>	134
<i>PRILOG</i>	139

1. UVOD

1.1. OPŠTE

Projektovanje i konstruisanje visokih zgrada uopšte predstavlja veliki kreativni izazov, a obezbeđenje prostorne stabilnosti takvih objekata poseban zadatak. Složenost rešavanja pitanja prostorne stabilnosti čeličnih konstrukcija višespratnih i visokih zgrada, koja predstavlja funkciju brojnih parametara, u mnogome ukazuje na opravdanost permanentnih stručnih i naučnih istraživanja u ovoj oblasti.

Savremena istorija građenja nudi veliki broj dokaza o nezamenljivosti čelika kada su visoke zgrade u pitanju. Čelik je, zasigurno, jedan od osnovnih materijala za izgradnju savremenih objekata uopšte, a njegove izuzetne mehaničke karakteristike čine da čelične konstrukcije drže sve rekorde u građevinarstvu. Sve kvalitetnije legure čelika omogućavaju takmičenje investitora u brzini, visini i efikasnosti građenja, a novi trendovi pokazuju da ovakvi objekti moraju i mogu da ispoštuju sve funkcionalne i bezbednosne parametre, koji bi korisnicima pružili maksimalnu sigurnost i komfor.

Ističući čelik, kao materijal broj jedan za izgradnju višespratnih i visokih zgrada, treba imati na umu da čelične konstrukcije poseduju određene specifičnosti koje ih izdvajaju u odnosu na konstrukcije od drugih materijala. Poznato je da zgrade od čelika imaju nedovoljnu opštu krutost za prijem

horizontalnih sila, koja je rezultat malih poprečnih preseka elemenata, pre svega stubova, u nosećoj konstrukciji. Obezbeđenje prostorne stabilnosti višespratnih i visokih čeličnih zgrada, zato predstavlja poseban zadatak, kome se mora posvetiti dužna pažnja. Razmatranju problema prostorne stabilnosti mora se pristupiti sa više aspekata, imjući u vidu da je ona funkcija brojnih činilaca.

Jedan od značajnih činilaca koji utiču na prostornu stabilnost višespratnih čeličnih zgrada jesu i rešenja, odnosno tipovi i raspored veza u skeletnoj čeličnoj konstrukciji, kako između nosača i stubova, tako i između stubova i temeljne konstrukcije. Proračun i konstrukcijsko oblikovanje veza, koje predstavljaju još jednu karakterističnu osobinu čeličnih konstrukcija, takođe zahteva mnogo vremena i pažnje. Da nije veza, ne bi bilo ni čeličnih skeletnih konstrukcija, jer se tek izvođenjem nastavaka i veza u radionici i na gradilištu dobija prostorno povezana konstrukcija, koja je, zajedno sa temeljima, sposobna da prihvati projektovana opterećenja, uz ispunjenje uslova nosivosti i stabilnosti, a koja poseduje projektom zahtevane upotrebne osobine. Sa sigurnošću se može tvrditi da rešavanje pitanja prostorne stabilnosti kao i proračun i konstruisanje veza, predstavljaju dva najvažnija segmenta u procesu projektovanja i realizacije čeličnih konstrukcija, koji se međusobno veoma prožimaju.

Izbor tipova veza u konstrukciji, kao i načina njihovog izvođenja, je od velikog tehničkog i ekonomskog značaja za konstrukciju. Sa ekonomske tačke gledišta poznato je da utrošak materijala za izradu veza može znatno uticati na ukupnu cenu konstrukcije. Pored toga da bi troškovi za izgaradnju cele konstrukcije bili ekonomični, izrada veza u radionici treba da bude jednostavna i podržana kompjuterskim upravljanjem. U tipičnom ukrućenom višespratnom ramu veze mogu zauzimati manje od 5% težine rama, ali 30% i više od njegove ukupne cene. Efikasne veze u tom slučaju treba da budu jednostavne, sa minimalnom izradom i radovima na montaži [67]. Sa aspekta tehničkog značaja veza, treba imati na umu da izbor tipova veza između greda i stubova u skeletnom sistemu bitno utiče na raspodelu sila u presecima, a samim tim i na nosivost sistema, a pretpostavke usvojene prilikom globalne analize konstrukcije moraju biti usklađene sa ponašanjem odabranih tipova veza.

Imajuć u vidu da je proračun veza u čeličnim konstrukcijama složen i nekad dugotrajan posao, kao i već istaknutu činjenicu da vrste primenjenih veza imaju uticaj, ne samo na statički sistem i ponašanje konstrukcije, već i na njenu ekonomičnost, prilikom njihovog projektovanja treba težiti tipizaciji veza i detalja u konstrukciji. Takođe, veoma je važno da veze budu jednostavne i lake za izvođenje, tako da, već u fazi njihovog proračuna i konstruisanja, treba predvideti lako postavljanje osnovnih elemenata veze i brzo izvođenje prilikom montaže. Ovi zahtevi se mogu postići jedino primenom jednostavnih nosećih sistema sa zglobnim vezama, kad god je to moguće, koje omogućavaju

unifikaciju rigli po spratovima i tipizaciju veza u konstrukciji. Sa druge strane jednostavne konstrukcije sa zglobnim vezama zahtevaju dodatni sistem za ukrućenje, pa je pitanje rešavanja prostorne stabilnosti ovakvih konstrukcija veoma značajno.

1.2. PREDMET I CILJ ISTRAŽIVANJA

1.2.1. PREDMET ISTRAŽIVANJA

Proučavanje i sagledavanje problema prostorne stabilnosti višespratnih čeličnih zgrada, kao i obezbeđenje iste, predstavlja kompleksan zadatak, kome se mora pristupiti sa više aspekata, uvažavajući i kontrolišući sve uticajne okolnosti, u cilju ostvarenja jednog od najvažnijih kriterijuma pri projektovanju i proračunu nosećih konstrukcija zgrada uopšte, kriterijuma sigurnosti.

Najznačajniju ulogu u obezbeđivanju prostorne stabilnosti višespratnih zgrada od čelika imaju noseći sistem i sistem za ukrućenje. Poznato je da projektovanje odgovarajućeg sistema za ukrućenje ima prioritet pri projektovanju i konstruisanju najviših zgrada u svetu. Kod ovih, veoma visokih zgrada, noseći sistem je zadužen za uspostavljanje stabilnosti objekta u uslovima delovanja osnovnih i dopunskih vertikalnih opterećenja i u manjoj meri na sebe preuzima horizontalna dejstva, te se najčešće projektuje i dimenzioniše samo za prijem vertikalnih opterećenja. Sa druge strane, sistem za ukrućenje kod visokih zgrada je taj kome se poverava prihvatanje horizontalnih opterećenja i njegova uloga dolazi do izražaja upravo pri dejstvu ovih opterećenja. Stoga se projekat svake visoke zgrade uvek orijentiše na adekvatan izbor sistema za ukrućenje i njegovo pravilno dimenzionisanje.

Postavlja se pitanje šta je sa višespratnim čeličnim zgradama koje su ispod granice visokih zgrada, do 25 spratova visine? Kolika je važnost rešenja oslonačkih veza između nosača i stubova, kao i stubova i temeljne konstrukcije, za prostornu stabilnost zgrade? Da li prednost treba dati sistemima sa krutim ili zglobnim vezama? Odgovori na ova, naizgled jednostavna pitanja, nimalo nisu jednoznačni.

U okviru prethodnih sopstvenih istraživanja sprovedenih u Magistarskom radu u kome je, pored ostalog, izvršena analiza prostorne stabilnosti u funkciji sistema za ukrućenje, na velikom broju prostornih numeričkih modela višespratnih zgrada od čelika, za dva različita tipa nosećih sistema, zglobni i kruti, uočeno je da krute veze gube na značaju kada je u pitanju opšta krutost sistema. Proračunom trodimenzionalnih modela koji su osim čeličnog skeleta sadržali i armirano–betonske međuspratne ploče i

centralno jezgro, dobijene su znatno manje dimenzije poprečnih preseka čeličnih elemenata, pri čemu je globalna krutost sistema znatno smanjena. Obezbeđenje prostorne stabilnosti i kod sistema sa zglobnim i kod sistema sa krutim vezama, ostvareno je dodatnim elementima u vidu rešetkastih spregova i uočene su beznačajne razlike u horizontalnim pomeranjima analiziranih sistema zgrada.

Rad na ovoj doktorskoj disertaciji predstavlja nastavak i produbljivanje istraživanja izvršenih u Magistarskom radu, a predmet naučnog istraživanja u okviru disertacije je analiza prostorne stabilnosti konstrukcije višespratnih zgrada od čelika u zavisnosti od rešenja oslonačkih veza, njihovog izbora i rasporeda u konstrukcijskom sistemu zgrade.

Imajući u vidu da višespratne čelične zgrade u stvarnosti ne egzistiraju kao čisto skeletni sistemi, već kao složeni sistemi od međuspratnih ploča, tavaničnih nosača i čeličnih stubova u kombinaciji sa različitim elementima za ukrućenje, kao i činjenicu da se sadejstvo svih elemenata konstrukcije danas svakako može obuhvatiti analizom konstrukcije zgrade u prostoru, primenom programa zasnovanih na Metodi konačnih elemenata, ova mogućnost biće iskorišćena za izradu modela predmetnih zgrada. Na ovaj način ponašanje konstrukcije pod opterećenjem biće sagledano u prostoru, čime se očekuje dobijanje realnijih rezultata nego konvencionalnim proračunom, pri kome se konstrukcija raščlanjuje na ravanske celine, a međuspratne ploče zamenjuju reaktivnim opterećenjima duž tavaničnih nosača.

U interesu validnosti istraživanja analiza će biti sprovedena za objekte određenih spratnosti sa različitim rešenjima oslonačkih veza, čime će i za objekte istih visina biti formirano dovoljno različitih proračunskih modela, počev od potpuno i pretežno uniformnih do, samo delimično uniformnih u pogledu rasporeda zglobnih i krutih veza u konstrukciji objekta.

1.2.2. CILJ ISTRAŽIVANJA

Cilj ovog naučnog istraživanja je da se na osnovu numeričke analize većeg broja različitih prostornih proračunskih modela konstrukcije višespratnih zgrada od čelika, visine do 25 spratova, izloženih kako merodavnim vertikalnim opterećenjima, tako i horizontalnom opterećenju od zemljotresa, dođe do relevantnih rezultata, na osnovu kojih bi mogli da se izvedu pouzdani zaključci o uticaju rešenja oslončkih veza na prostornu stabilnost čeličnih konstrukcija višespratnih zgrada, koji bi predstavljali naučni i stručni doprinos u oblasti projektovanja i realizacije čeličnih konstrukcija zgrada.

1.2.3. POLAZNE HIPOTEZE ISTRAŽIVANJA

Osnovna, polazna hipoteza, koju treba potvrditi ovim istraživanjem, jeste da krutost primenjenih veza u okviru konstrukcijskog sklopa zgrade nije uvek od istog značaja za opštu krutost sistema, već to zavisi pre svega od visine objekta, odnosno primenjenog sistema za ukrućenja. Kada se globalna krutost ostvaruje dodatnim elementima, kao što su rešetkasti spregovi i armirano–betonska zidna platna ili jezgra, uticaj rešenja, odnosno vrste oslonačkih veza na prostornu stabilnost objekta trebalo bi da opada, te bi u određenim slučajevima sistemi sa zglobnim vezama, zbog jednostavnosti njihove izrade, mogli biti u značajnoj prednosti u odnosu na sisteme sa krutim vezama. Ti slučajevi se, u istraživanjima koja se planiraju u radu na ovoj disertaciji, žele što je moguće jasnije opisati, kako bi se u inženjerskoj teoriji i praksi učinili prepoznatljivim i adekvatno primenjivim, a proces iznalaženja optimalnog rešenja konstrukcije bio kraći i izvesniji.

Obzirom da će analiza stanja napona, deformacija i stabilnosti u čeličnoj konstrukciji biti sprovedena na prostornim numeričkim modelima, kojima se konstrukcija tretira u celini, smatraće se da armirano–betonske ploče i njihovi oslonci, čelični tavanični nosači, u proračunskim modelima rade u sadejstvu kao spregnute konstrukcije.

Veze između konstrukcijskih elemenata od čelika tretiraće se kao idealno zglobne, odnosno idealno krute, te shodno tome u radu neće biti razmatran uticaj deformabilnosti veza na prostornu stabilnost čeličnih konstrukcija višespratnih zgrada.

1.2.4. NAUČNE METODE

U okviru naučnog istraživanja, u toku izrade doktorske disertacije, biće primenjena Metoda numeričkog modeliranja, uz pomoć računarskog programa koji je zasnovan na Metodi konačnih elemenata. U toku istraživanja biće izrađen veliki broj prostornih proračunskih modela zgrada, za nekoliko različitih visina, sa različitim rešenjima oslonačkih veza, u cilju dobijanja što verodostojnijih rezultata. Svi modeli biće izrađeni i proračunavani kao prostorni sistemi. Nakon analize i poređenja dobijenih rezultata, biće izvedeni zaključci u smislu provere postavljene hipoteze.

2. PROSTORNA STABILNOST ZGRADA

2.1. O STABILNOSTI ZGRADA

Projektovanje i konstruisanje objekata u visokogradnji, a i šire u građevinarstvu, podrazumeva zadovoljenje brojnih kriterijuma među kojima se ističu sigurnost, funkcionalnost, racionalnost, trajnost, ekonomičnost i estetika. Sa stanovišta nesmetane aktivnosti ljudi u zgradama, pri dejstvu uobičajenih opterećenja na objekat, kao i očuvanja ljudskih života, pri dejstvu ekstremnih opterećenja, sigurnost je, nesumnjivo, vodeći kriterijum koji treba zadovoljiti pri konstruisanju i izgradnji, ne samo višespratnih i visokih, već i prizemnih zgrada. Obezbeđenje sigurnosti u zgradi neraskidivo je povezano sa stabilnošću njene noseće konstrukcije. Zato, primarni zadatak građevinskih inženjera upravo jeste projektovanje sigurnih konstrukcija.

Nezavisno od izabranog tipa nosećeg sistema, materijala od koga će biti izgrađena, metode proračuna ili postupka dimenzionisanja, zgrada mora biti tako konstruisana i proračunata da u toku eksploatacije odgovori svojoj nameni, ostane stabilna i zadrži svoj oblik, pod dejstvom očekivanih statičkih i dinamičkih opterećenja. Dve najznačajnije karakteristike noseće konstrukcije zgrade, koje obezbeđuju navedene osobine i njenu stabilnost, jesu nosivost i krutost [21]. Ove osobine obezbeđuju se pravilnim izborom materijala i nosećeg

sistema, kao i samom dispozicijom nosećih elemenata i vertikalnih ukrućenja u objektu i njihovim adekvatnim dimenzionisanjem.

Osnovni preduslov za ostvarenje kriterijuma sigurnosti i budući život jedne građevine, odnosno uspostavljanje njene prostorne stabilnosti, jeste ispunjenje zahteva koji su propisani važećim standardima i regulativom iz oblasti građevinarstva. Prema Evrokodu 0 [73] osnovni zahtevi u pogledu stabilnosti za sve vrste konstrukcija ogledaju se u sledećem:

Konstrukcija mora da bude proračunata i izvedena na takav način da ona tokom svog predviđenog veka, sa odgovarajućim stepenom pouzdanosti i ekonomičnosti može da prihvati sva dejstva i uticaje, za koje je verovatno da mogu da nastanu u toku izvođenja i eksploatacije, kao i da ostane podobna za upotrebu koja je zahtevana. Konstrukcija mora da bude proračunata tako da poseduje adekvatnu nosivost, upotrebljivost i trajnost. U slučaju požara nosivost konstrukcije mora da bude adekvatna tokom zahtevanog perioda vremena. Konstrukcija, takođe, mora da bude proračunata i izvedena na takav način da usled događaja kao što su eksplozija, udar ili posledica ljudskih grešaka ne bude oštećena do stepena koji nije proporcionalan sa osnovnim uzrokom. Ovi osnovni zahtevi treba da budu ispunjeni izborom pogodnih materijala, odgovarajućim proračunom, oblikovanjem i konstruisanjem detalja, kao i propisivanjem postupaka kontrole proračuna, prizvodnje, izvođenja i eksploatacije koji su relevantni za odgovarajući projekat [73].

Pored ovoga, veoma važan aspekt za očuvanje stabilnosti zgrade u toku njene eksploatacije je da noseća konstrukcija zgrade bude izvedena u skladu sa usvojenim statičkim sistemom, na osnovu koga je izvršen statički proračun i dimenzionisanje. Takođe, posebno se mora naglasiti nužnost kontrole kvaliteta izrade čelične konstrukcije, jer nepravilno oblikovanje u toku izrade dovodi do unutrašnjih i zaostalih napona, greške u zavarivanju dovode do pukotina u spojevima i do nedovoljne nosivosti i duktilnosti spojeva, što sve nepovoljno utiče na prostornu stabilnost zgrade.

Kako je konstrukcija kostur jedne građevine, izuzetna pažnja mora biti posvećena ovom aspektu, pogotovu ako se uzme u obzir da greške i nedostaci koji u projektima mogu da se zanemare kod niskih i srednje visokih objekata, mogu imati izrazito negativan uticaj kod objekata većih visina. Imajući ovo u vidu, sem stručnosti, od inženjera se očekuje i visoka svest i odgovornost u radu. Međutim, često to nije slučaj. Katastrofalni lomovi mogu nastati, ili su već tragično nastali, zbog narušavanja osnovnih principa Teorije stabilnosti konstrukcija i nepoštovanja i nerazumevanja propisa u koje su ugrađeni ovi principi [21]. Obzirom da je većina zgrada po svojoj nameni predviđena za boravak većeg broja ljudi, visoka svest i stručnost inženjera morala bi da bude važan preduslov za izgradnju sigurnih i stabilnih zgrada, naročito ako se radi o

zgradama veće spratnosti, koje su podložnije dinamičkim efektima usled horizontalnih opterećenja, kao što su vetar ili zemljotres.

Od velike važnosti je, takođe, i održavanje stabilnosti konstrukcije zgrade u fazi izgradnje objekta, to jest u vreme kada, još uvek, u konstrukciju nisu ugrađeni svi elementi za stabilizaciju.

Ipak, i kada su svi potrebni uslovi zadovoljeni, treba napomenuti da do gubitka stabilnosti konstrukcije zgrade, ili gubitka moći nošenja njenog konstrukcijskog sistema, u nekim ekstremnim, nepredviđenim, situacijama može doći. Prema [21] apsolutna sigurnost nije potpuno dostižan cilj, što je veoma poznato konstrukterima. Nedavna tragedija i rušenje World Trade Center-a u Njujorku pokazuje kako dizajn može biti siguran pri svim očekivanim okolnostima, a isto tako može postati nesiguran u ekstremnim i nepredviđenim situacijama.

Pojam *gubitak stabilnosti* ili *pad konstrukcije*, prema [21], može imati više različitih značenja. Tako on može biti očigledan, kao potpuni kolaps, ili pak samo neki elementi mogu pretrpeti prevelike deformacije, koje mogu izazvati pad određene međuspratne konstrukcije ili samo onemogućiti nesmetano otvaranje vrata i slično. Sa druge strane, pad konstrukcije može se definisati i kao stanje pri kom je noseća sposobnost konstrukcije iscrpljena. Prema [31] noseća sposobnost konstrukcije se iscrpljuje kada u dovoljnom broju preseka nosača materijal pređe u fazu potpune plastičnosti. Ovo stanje definiše se kao stanje granične ravnoteže nosača – granično stanje nosivosti. Treba napomenuti da i druga granična stanja, koja mogu nastupiti i pre stanja granične ravnoteže, a gde spadaju granično stanje upotrebljivosti, ili granično stanje prslina kod konstrukcija od armiranog ili prethodno–napregnutog betona, mogu biti ograničavajuća u pogledu prenošenja spoljnog opterećenja.

U objektima visokogradnje rušenje konstrukcija je najčešće rezultat formiranja mehanizma. U momentu stvaranja mehanizma konstrukcija dobija velike deformacije bez promene spoljašnjih opterećenja [33]. Kod statički određenih nosača mehanizam loma nastaje pojavom jednog jedinog plastičnog zgloba, koji se javlja na mestu maksimalnog momenta savijanja. Kod statički neodređenih nosača, pojavom jednog plastičnog zgloba, nosivost nosača se ne iscrpljuje, već on može da primi još veće opterećenje, pri čemu se u nekom drugom preseku stvara plastični zglob, čime se broj statičke neodređenosti smanjuje, dok nosač ne pređe u labilan sistem, to jest u mehanizam loma [30]. Za svo to vreme formiranja plastičnih zglobova opterećenje raste do granične vrednosti, a trenutak formiranja mehanizma predstavlja gubitak moći nošenja nosača, pri čemu nastupa lom konstrukcije. Zbog svega navedenog proračun konstrukcije, odnosno dimenzionisanje njenih elemenata, mora da obezbedi određene rezerve u otpornosti nosećih elemenata za slučaj preopterećenja. Do preopterećenja može doći, na primer, usled promene namene za koju je zgrada

bila projektovana, kao i usled potcenjivanja efekata opterećenja velikim pojednostavljenjima pri analizi konstrukcije [18].

Jake vibracije, pod dejstvom dinamičkih opterećenja, kao i prevelike deformacije zgrade ili pojedinih njenih delova usled statičkih opterećenja, kao što su rotacije, ugibi ili izvijanje, takođe mogu ugroziti stabilnost zgrade i izazvati oštećenja na nenosećim delovima građevine i ugroziti sveukupnu nosivost zgrade i njeno korišćenje [16]. Činjenica je da su deformacije građevine fizički nužne posledice delovanja raznih uticaja za vreme izgradnje i života jedne zgrade, zato je neophodno, odgovarajućim proračunom i dimenzionisanjem konstrukcije, ograničiti njihovu veličinu na vrednosti koje neće imati štetan uticaj na stabilnost zgrade ili njenih delova.

Požar, eksplozija ili udar događaji su koji sigurno dovode do gubitka stabilnosti konstrukcije zgrade.

2.2. POJAM PROSTORNE STABILNOSTI ZGRADA

Kada govorimo o stabilnosti zgrada mislimo, pre svega, na prostornu stabilnost konstrukcije zgrade, koja se najčešće povezuje sa dejstvom horizontalnih sila na konstrukciju, mada je značenje ovog pojma znatno šire. Prostorna stabilnost je zahtev koji je i pre donošenja propisa o dejstvu vetra i seizmičkih sila na građevinske objekte bilo neophodno obezbediti, pa su zgrade, bez obzira na nepostojanje propisa i tada bile proveravane na dejstvo određenih horizontalnih sila, koje su se uzimale sa vrednošću 10% od ukupne težine konstrukcije zgrade [40], pored osnovnog dimenzionisanja konstrukcije za prijem vertikalnog opterećenja.

Prostorna stabilnost predstavlja stabilnost konstrukcije kao celine, odnosno njenu sposobnost da ostane stabilna pod dejstvom svih očekivanih opterećenja, zadrži svoj projektovani oblik i odgovori svojoj nameni. U postojećoj stručnoj i naučnoj literaturi iz oblasti građevinarstva umesto pojma *prostorne stabilnosti* češće se može sresti samo izraz *stabilnost zgrade* ili *stabilnost konstrukcije*, pri čemu se misli na isto.

Značaj prostorne stabilnosti zgrada, posebno dolazi do izražaja u uslovima horizontalnih dinamičkih opterećenja od vetra ili zemljotresa, naročito ako se radi o zgradama veće spratnosti ili prizemnim objektima velikih raspona. U ovim uslovima međusobno sadejstvo svih nosećih elemenata konstrukcije zgrade, kao sistema u prostoru, je znatno očiglednije nego pri delovanju samo vertikalnih opterećenja.

Konstruktivni sistem zgrade mora biti stabilan u celosti i u svakoj pojedinačnoj ravni u kojoj se javljaju opterećenja. Kod prostornih konstrukcija stabilnost se osigurava kinematički stabilnim prostornim sistemom. Ako bi konstrukciju posmatrali kao niz ravanskih celina, onda se može reći da je potrebno osigurati stabilnost u svakoj posmatranoj ravni i van nje. Konstrukcijski sistem u ravni može preuzeti samo opterećenja u svojoj ravni i stabilan je samo u njoj. Za preuzimanje opterećenja van posmatrane ravni i osiguranje stabilnosti van nje izvode se posebne konstrukcije u vidu spregova, zidnih platana, ramova i slično. Ravni u kojima se nalaze navedena ukrućenja nazivaju se ravni stabilizacije. Ravni stabilizacije svojom stabilnošću učestvuju u ukupnoj prostornoj stabilnosti sistema [42].

U pogledu ponašanja pod opterećenjem, bilo horizontalnim ili vertikalnim, konstrukcijski sistem višespratne zgrade predstavlja jedinstven prostorni sistem, koji se sastoji od međusobno povezanih međuspratnih ploča, tavančnih nosača, stubova, zidova i temelja, koji u interakciji pod dejstvom opterećenja održavaju zgradu prostorno stabilnom. Međutim, radi jednostavnijeg proračuna složene noseće konstrukcije zgrade, odnosno lakšeg određivanja statičkih uticaja u njenim pojedinačnim delovima, pri proračunu se vrši raščlanjivanje prostorne celine na ravanske sisteme, ne bi li se što više pojednostavio model ponašanja konstrukcije i učinio prihvatljivijim za primenu. Nekada je sračunavanje sila u presecima predstavljalo dugotrajan posao, naročito u višestruko statički neodređenim nosačima, a za proračun prostornih sistema, kao složenih matematičkih problema, nisu ni postojale tehničke mogućnosti. U današnje vreme, može se slobodno reći, više nema ovakvih ograničenja, čak ni za inženjere koji neposredno učestvuju u proračunu konstrukcija u praksi, jer visokorazvijena računarska tehnika, kao i postojanje velikog broja kompjuterskih programa za proračun i dimenzionisanje konstrukcija u građevinarstvu, omogućavaju analizu ponašanja konstrukcije pod najrazličitijim opterećenjima u prostoru. Za ovu izvanrednu mogućnost moramo svakako zahvaliti velikom broju radova eminentnih naučnika koji su se bavili pre svega matičnom formulacijom osnovnih metoda za proračun naponsko–deformacijskog stanja u konstrukcijama, među kojima su inicijalni radovi Levy–a, Langefors–a, Lang–a, Bisplinghoff–a, Wehle–a i Lansing–a, kao i niz radova Argyris–a i njegovih saradnika objavljenih između 1954. i 1956. godine, a koji predstavljaju polaznu osnovu za opštu matičnu formulaciju poznatih metoda statike linijskih konstrukcija i početak ogromnog napretka, koji je u proračunu konstrukcija nastao primenom računara [14]. Nakon toga usledio je prvi rad u kome je grupa američkih istraživača (Turner, Clough, Martin i Topp) 1956. godine izložila savremeni koncept Metoda konačnih elemenata, a sam naziv (Finite Element Method) dao je Clough 1960. godine. U narednom periodu objavljen je niz radova Adini–a, Lunder–a, Tocher–a, Martin–a, Green–a, Strome–a, Weikel–a, Melosh–a, Grafon–a, Argyris–a, Gallager–a, Pedlog–a, Bijlard–a i mnogih drugih. Sa druge strane, zahvalnost

dugujemo i munjevitom napretku elektronike i računarstva, kao i onima koji su sve te metode ugradili u savremene računarske programe.

2.3. PARAMETRI KOJI UTIČU NA PROSTORNU STABILNOST ZGRADA

2.3.1. OPŠTE

Kao što je istaknuto, prostorna stabilnost zgrade podrazumeva sveukupnu stabilnost zgrade pod opterećenjem i zahteva ispunjenje propisanih uslova u svim nosećim elementima konstrukcije i konstrukciji kao celini, u pogledu napona, deformacija i stabilnosti i jeste prioritarno pitanje pri projektovanju i konstruisanju zgrada uopšte. Nezavisno od toga kako se uticaji u konstrukciji zgrade proračunavaju, bilo raščlanjivanjem konstrukcije na ravanske celine ili usvajanjem prostornog računskog modela, nakon izvršenih svih potrebnih analiza i proračuna, odnosno dimenzionisanja svih nosećih i sekundarnih elemenata konstrukcije, kao i sistema za prostorno ukrućenje zgrade, noseća konstrukcija objekta mora da ostane prostorno stabilna pod dejstvom svih projektovanih statičkih i dinamičkih opterećenja i nakon izgradnje odgovori svojoj nameni.

Prostorna stabilnost zgrade uslovljena je velikim brojem različitih činilaca, te svakako predstavlja funkciju više parametara, koji se međusobno prožimaju i deluju u sinergiji. Kao najznačajniji među njima mogu se izdvojiti:

- geotehnički uslovi fundiranja,
- seizmički faktori,
- faktori dejstva vetra,
- oblik i veličina osnove zgrade,
- visina i vertikalna dispozicija zgrade,
- težina objekta,
- noseći sistem,
- rešenje oslonačkih veza kod skeletnih sistema,
- sistem za ukrućenje,
- dinamičke karakteristike konstrukcije i drugo.

Većina navedenih faktora, među kojima su: oblik i veličina osnove zgrade, visina zgrade, seizmički faktori, faktori dejstva vetra i geotehnički uslovi fundiranja zavisi od lokacije objekta, zahteva investitora i namene objekta i u konkretnim projektantskim zadacima malo je podložna promenama. Stoga, ovi faktori predstavljaju konstantne veličine u funkciji kojom je izražena

prostorna stabilnost objekta. Ostali faktori, u koje spadaju: težina objekta, noseći sistem, rešenje oslonačkih veza kod skeletnih sistema i sistem za ukrućenje, a koji neposredno utiču na dinamičke karakteristike same konstrukcije, su promenljivog karaktera i njihovom modifikacijom moguće je uticati na poboljšanje prostorne stabilnosti noseće konstrukcije zgrade.

2.3.2. GEOTEHNIČKI USLOVI FUNDIRANJA

Karakteristike tla na kome će objekat biti fundiran od izuzetnog su značaja za prostornu stabilnost građevinskih objekata uopšte. Zato je pravilno projektovanje temelja jedan od najvažnijih preduslova za postizanje potrebne sigurnosti i stabilnosti pri prenošenju opterećenja od objekta na tlo. Svi objekti koji se grade moraju imati dovoljnu stabilnost i sigurnost za vreme građenja i za vreme njihove eksploatacije. Tlo, koje služi kao podloga objektima, može biti veoma različito u pogledu fizičkih i mehaničkih karakteristika, sastava, rasporeda i pravca pružanja slojeva i nosivosti. Kada je mesto građenja objekta određeno, onda je time određeno i tlo na kome će se objekat izvesti. Ako je tlo dobro nosivo i ako su ostali geotehnički uslovi povoljni, lako će biti odabran odgovarajući način fundiranja.

Svaki građevinski objekat se u principu može posmatrati kao trodelni sistem koga čine: nadzemni deo objekta, temeljna konstrukcija i nosivo tlo – podloga. Opterećenja koja se prenose preko temelja na tlo su različita po veličini, načinu delovanja i dužini trajanja. Ovako različita opterećenja izazivaju i različite deformacije u tlu. Treba težiti da veličina tih deformacija bude u granicama koje neće narušiti stabilnost i sigurnost objekta i njegovu funkcionalnu upotrebu [37].

Kada je opterećenje od zemljotresa u pitanju, analizom brojnih zemljotresa pokazalo se da pri istom zemljotresu identični građevinski objekti trpe sasvim različita oštećenja i to u zavisnosti od vrste tla na kome su bili fundirani. Može se uspešno konstatovati da su za fundiranje objekata najpovoljnije homogene stenske mase, dok su najnepovoljniji rastresiti, nasuti i vodom natopljeni tereni. Navedena pojava uzima se kvantitativno u račun, tako da se za pojedine vrste tla vrši povećanje ili smanjenje intenziteta zemljotresa za ceo stepen i više [69].

Osetljivost konstrukcije na ukupna i neravnomerna sleganja uglavnom zavisi od krutosti konstrukcije. Apsolutno krute konstrukcije su malo osetljive na neravnomerna sleganja, jer se zbog velike krutosti konstrukcija ne deformiše, pa sve tačke u donjoj površini temelja ostaju u jednoj ravni. Zaokretanja temelja kod ovih konstrukcija mogu imati katastrofalne posledice. Konstrukcije konačne krutosti su veoma osetljive na ugibe i savijanja pa prema

tome i na neravnomerna sleganja. Elastične konstrukcije mogu podneti neravnomerna sleganja i ugibe do određene granice [37].

2.3.3. SEIZMIČKI FAKTORI

Mnoga područja u svetu, a i u našoj zemlji, su u zonama znatne seizmičke aktivnosti. Zemljotresi su nagli poremećaji u Zemljinoj kori izazvani složenim geološkim procesima. Kao posledica tih poremećaja javljaju se vibracije površinskih slojeva na kojima se nalaze svi naši građevinski objekti, a konačni bilans pri tom oslobađanju energije može biti katastrofalan. Zemljotresi imaju stohastičan (stihijski) karakter, pa imajući u vidu stepen i razmere oštećenja koja mogu nastati, potrebno je na vreme preduzeti mere obezbeđenja, kako u cilju očuvanja objekta, tako i u cilju zaštite ljudi koji se nalaze u tim objektima [37].

Seizmički faktori, kao što su dinamičke karakteristike zemljotresa, njihovo trajanje i njihovi efekti u uslovima na licu mesta su spoljašnji faktori koji ostaju van uticaja graditelja, ali karakteristike objekta, kao što su oblik zgrade, primenjeni materijali, dinamičke karakteristike konstrukcije i izvođenje objekta su svakako u njihovom domenu, i mogu bitno poboljšati ponašanje objekta pod dejstvom zemljotresa. Zato treba obratiti pažnju na one aspekte same zgrade koji u velikoj meri određuju njen seizmički odgovor [51].

Za građevinskog konstruktora su najbitniji podaci iz kojih se dobija intenzitet mogućeg zemljotresa, priroda dejstva seizmičkih talasa i uticaj pomeranja tla na sam objekat. Kao seizmološke podloge mogu se koristiti karte seizmičke regionalizacije, studije o seizmičkoj aktivnosti područja, pojedini podaci iz propisa i svi drugi dostupni podaci [37]. U našoj zemlji rejonizacija je izvršena po MCS skali za merenje intenziteta zemljotresa na površini zemlje, na VI, VII, VIII i IX stepen seizmičnosti.

Seizmička zona je značajan faktor uticaja na prostornu stabilnost zgrada, jer od seizmičke aktivnosti područja u velikoj meri zavisi izbor adekvatnog nosećeg sistema zgrade, kao i projektovanje sistema za prostorno ukrućenje.

2.3.4. FAKTORI DEJSTVA VETRA

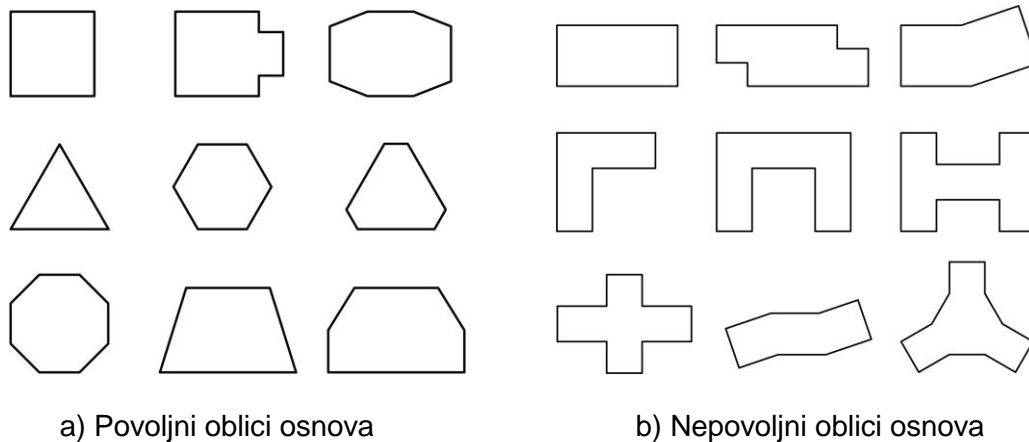
Većina današnjih propisa za proračun opterećenja vetrom zasniva se na savremenom konceptu proračuna opterećenja vetrom koji teži da vetar, kao jednu veoma složenu prirodnu pojavu, što tačnije definišu kao opterećenje. Prema ovim propisima vetar se tretira kao dinamičko opterećenje [72], a

posledica je sadejstva više različitih uticaja, među kojima su s jedne strane pravac i brzina vetra, fizičke osobine vazduha, turbulentnost strujanja i karakteristike terena oko objekta, a sa druge strane sama konstrukcija, njen oblik, materijal i krutost. Brzina vetra, kao prvi i osnovni parametar za proračun opterećenja vetrom, proučava se i meri dugi niz godina, da bi se u konačnom došlo do, takozvane, osrednjene brzine vetra koja se kao podatak uzima pri proračunu.

Svakako, brzina vetra, ukoliko je značajne veličine, može mnogo uticati na prostornu stabilnost zgrade, naročito kada se radi o vitkim zgradama velike spratnosti, koje su, pored mogućih rezonantnih stanja prilikom savijanja u pravcu delovanja vetra, izložene i drugim potencijalno opasnim stanjima, od kojih je oscilovanje konstrukcije upravno na pravac delovanja vetra (Karamanov efekat) posebno značajano [29].

2.3.5. OBLIK I VELIČINA OSNOVE ZGRADE

Oblik i veličina osnove diktirani su arhitektonskim rešenjem zgrade kao i namenom objekta. Obzirom na slobodu arhitektonskog izražavanja može se konstatovati da osnove višespratnih zgrada mogu imati najrazličitije oblike. Na Slici 1 se mogu videti neki od mogućih oblika osnova višespratnih zgrada.



Slika 1 Oblici osnova višespratnih zgrada

Prema Slici 1, osnove višespratnih zgrada se, sa stanovišta prostorne stabilnosti, mogu podeliti na povoljne i nepovoljne osnove. Povoljne osnove su kompaktne i kod njih je odnos dužine i širine $L/B \leq 2$. Najpovoljnije su dvoosno simetrične osnove, dakle osnove koje imaju pravilan geometrijski oblik. Ipak, u slučaju idealnog geometrijskog oblika to jest, kružnih ili približno kružnih osnova, treba posebno voditi računa o postojanju fenomena odvajanja vrtloga pri dejstvu vetra, odnosno oscilacija konstrukcije upravno na pravac dejstva

vetra [29], ukoliko se radi o visokim i vitkim konstrukcijama. Nekompaktne, razučene i dugačke osnove nisu povoljne za prostornu stabilnost višespratnih zgrada. Upravo iz tog razloga se za zgrade veće spratnosti ne preporučuju ovakvi oblici osnova, zbog činjenice da su visoke zgrade podložnije negativnom uticaju horizontalnih sila, gde se rezonantna stanja izdvajaju kao najopasnija.

Dugačke osnove zgrada nepovoljne su zbog nesinhronog oscilovanja pojedinih njihovih delova. Kod dugačkih zgrada nije ispunjena osnovna pretpostavka o krutosti tavaničnih ravni. Na posletku kod dugačkih zgrada su izraženiji uticaji od promena temperature, nejednakih sleganja, skupljanja, plastičnog tečenja, što dovodi do snižavanja njihove opšte otpornosti, pa tako i otpornosti prema dinamičkom opterećenju [40].

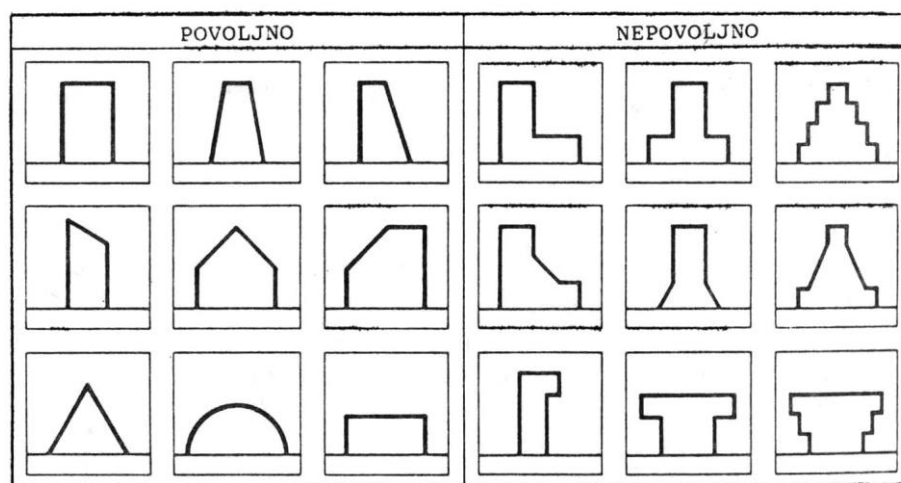
Za pravilan oblik osnove znatno je jednostavnije projektovati sistem za ukrućenje objekta. Pravilne, kompaktne osnove ređe su izložene uticajima torzije usled dejstva horizontalnih sila, na primer u slučaju nesimetričnog postavljanja vertikalnih ukrućenja, što je izuzetno retko. Ponašanje zgrada sa kompaktnom osnovom za dva upravna pravca dejstva zemljotresa je prilično ujednačeno. Na drugoj strani, razučene, velike osnove moraju se podeliti na dilatacione blokove i za svaki blok ponaosob mora se projektovati sistem za ukrućenje. Ovakve osnove su naročito nepovoljne kada je u pitanju dejstvo vetra, koje može da izazove i značajne momente torzije u slučaju kada nema dilatacionih blokova. Ipak, treba napomenuti da ni simetrične osnove nisu u potpunosti oslobođene o momenata torzije. Uzrok tome može biti haotični karakter kretanja tla pri dejstvu zemljotresa ili nesimetričan raspored opterećenja u zgradi.

2.3.6. VISINA I VERTIKALNA DISPOZICIJA ZGRADE

Prostorna stabilnost zgrade obrnuto je proporcionalna njenoj visini. Sa porastom visine zgrade prostorna stabilnost opada i obrnuto. Uticaj visine zgrade na prostornu stabilnost takođe je povezan sa veličinom osnove zgrade. Zgrade sa malom osnovom u odnosu na visinu spadaju u vitke konstrukcije, veoma osetljive na dinamička dejstva, koje su oduvek bile predmet povećane pažnje u projektovanju i poligon primene ne standardnih načina proračuna i razmišljanja. Od prostornih dimenzija objekta u velikoj meri zavise dinamičke karakteristike konstrukcije i njen odgovor pri dejstvu horizontalnih sila od vetra i seizmike, to jest njene frekvencije sopstvenih oscilacija, oblici oscilovanja, kao i amplitude pomeranja. Visina zgrade ima najveći uticaj na vrednost perioda sopstvenih oscilacija. Što je zgrada viša, to je duži period sopstvenih oscilacija. Kod vitkih, visokih zgrada izbor ispravne vrste ukrućenja

veoma je značajan za noseću konstrukciju, te može biti merodavan za ceo projekat [16].

I vertikalna dispozicija zgrade takođe je značajna za prostornu stabilnost iste. Simetričnost zgrade treba očuvati po celoj visini. Svaka nesimetrična promena po visini dovodi do neželjenih i teško procenjivih torzionih momenata [40]. Stepenske zgrade zadaju teškoće i pri dejstvu osnovnih opterećenja, posebno kad je fundiranje u pitanju. Kod njih treba očekivati veća početna naprezanja koja smanjuju seizmičku otpornost zgrade. Pored toga treba istaći da neki oblici zgrada koje imaju očuvanu vertikalnu simetriju, Slika 2, ne moraju biti povoljni sa stanovišta prostorne stabilnosti.



Slika 2 Povoljne i nepovoljne vertikalne dispozicije zgrada [40]

2.3.7. TEŽINA OBJEKTA

Odnos opterećenja od sopstvene težine i korisnog tereta, kod prvih višespratnica bio je značajan u korist sopstvene težine. Masivni pregradni i fasadni zidovi znatno su doprinosili većoj sopstvenoj težini višespratnih zgrada. Zbog nedovoljno istraženih osobina materijala za gradnju i velikih faktora sigurnosti, poprečni preseći greda i stubova bili su većih dimenzija nego što je to zaista bilo potrebno. Ovakvi objekti zbog svoje velike težine nisu bili osetljivi na dejstvo vetra, a zbog spratnosti koja nije bila značajna i dejstvo seizmičkih sila nije izazivalo veće probleme u pogledu prostorne stabilnosti.

Sa pojavom lakih fasadnih konstrukcija tipa visećih fasada i lakih pregradnih zidova, kao i sa upotrebom greda za premošćavanje velikih raspona, sopstvena težina postaje sve manje dominantna, a opšta krutost konstrukcije znatno smanjena, imajući u vidu i sve veći broj spratova kod ovakvih zgrada. Na ovaj način počeo je novi period izgradnje višespratnih zgrada sa novim

problemima u projektovanju. Ovakve znatno olakšane, a takođe i znatno više konstrukcije, postale su daleko osetljivije na dejstvo vetra zbog nepovoljnih dinamičkih karakteristika. U oblastima manje seizmičke aktivnosti vetar je postao dominantno opterećenje za projektovanje višespratnih zgrada.

Današnje inženjerske konstrukcije su sve elegantnije, odnos korisnog i stalnog opterećenja postaje sve izraženiji u smislu da je uticaj korisnog opterećenja sve dominantniji. Obzirom da su realna statička opterećenja, strogo uzevši veoma retka, a da dinamička opterećenja izazivaju uticaje čiji je udeo utoliko veći ukoliko su konstrukcije vitkije i elegantnije, o ovome se mora voditi računa [11].

U opštem slučaju, težina objekta dvojako utiče na sveukupnu prostornu stabilnost višespratnih zgrada. Velika težina u seizmički aktivnim područjima indukuje i velike seizmičke sile, a smanjena težina u oblastima snažnih vetrova dovodi do veće osetljivosti višespratnih zgrada na dinamičko dejstvo vetra, pa shodno ovim činjenicama treba, u zavisnosti od regiona, projektovati odgovarajući noseći sistem i sistem za ukrućenje zgrade.

2.3.8. NOSEĆI SISTEM

Osnovni zadatak nosećeg sistema ili noseće konstrukcije zgrade jeste da, saglasno nameni objekta, obezbedi nosivost, stabilnost i krutost zgrade kako u eksploataciji, tako i u toku montaže, a pri dejstvu očekivanih opterećenja i njihovih kombinacija. Da li će noseći sistem sve ove funkcije obaviti samostalno ili uz pomoć dodatnih elemenata za ukrućenje, zavisi od tipa nosećeg sistema i materijala konstrukcije, kao i od tipova veza između nosećih elemenata, ukoliko se radi o skeletnom sistemu.

Noseći sistemi višespratnih zgrada se mogu, prema načinu izgradnje i prenošenja opterećenja podeliti na dve osnovne grupe: skeletne i masivne sisteme.

Masivni sistemi, kod kojih se teret objekta prenosi preko nosećih zidova do temelja na tlo, koriste se za zgrade manje spratnosti. Zidovi se kod ovog sistema mogu izvoditi od svih materijala koji se koriste u te svrhe, a to su armirani i nearmirani beton, opeka, šuplji blokovi i slično [28]. Zidovi, pored uloge ograničenja i podela prostora, imaju i statičko-konstruktivni karakter, te se moraju dimenzionisati s obzirom na opterećenje koje nose i s obzirom na dozvoljeno naprezanje materijala. Obzirom da se radi o sistemu velike sopstvene težine, ovaj sistem se ne primenjuje za veće visine zgrada, jer je tada neracionalan.

Skeletni sistemi predstavljaju tehnički i statički bolje, a ekonomski racionalnije rešenje i koriste se za izgradnju zgrada veće visine [32]. Najčešće se izvode kao čelični i betonski, ili pak kombinacijom ovih sistema – spregnuti sistemi. Kada se radi o takozvanim visokim zgradama, prednjače čelični i spregnuti sistemi koji se primenjuju za izgradnju najviših zgrada u svetu, obzirom na visoke mehaničke karakteristike čelika, kao i mogućnosti kombinacije dobrih osobina čelika i betona u spregnutim konstrukcijama.

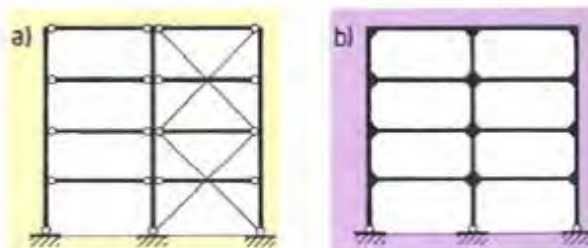
Kada je u pitanju seizmička sigurnost konstrukcije, statički neodređeni sistemi imaju prednost nad statički određenim sistemima [40]. Naime, kod statički neodređenih skeletnih sistema, uvek, bar u načelu, postoji mogućnost postepenog otvaranja plastičnih zglobova i preraspodele uticaja i nosivosti. Za razliku od njih statički određeni čisti skeleti nemaju takvu mogućnost i sa iscrpljenjem nosivosti kritičnog preseka iscrpljuje se i nosivost konstrukcije u celini.

Skeletni okvirni sistemi predstavljaju favorizovane konstruktivne sisteme kada su seizmički otporne konstrukcije u pitanju. Prilično su pomerljivi u horizontalnom pravcu što im produžava period oscilovanja, a poznato je da su zgrade sa dužim periodima obično i manje pobuđene za vreme bliskih i jakih zemljotresa. Raspoložu sa većim brojem mesta na kojima se bez opasnosti mogu obrazovati plastični zglobovi, što je povoljno. Potreban duktilitet se dobrim projektovanjem takođe, uvek može obezbediti. Međutim njihova fleksibilnost ima i svojih mana. Zbog velike horizontalne pomerljivosti mogu postati osetljivi na uticaje drugog reda u stubovima. Zatim, iz istih razloga su podložni relativno većim oštećenjima od krutih zgrada, naročito u pogledu pregradnih zidova i drugih nenosećih elemenata. Uopšte, do oštećenja pregradnih zidova i zidova ispune kod skeletnih zgrada dolazi usled promene ugla između stubova i greda okvira što u zidovima dovodi do smičućih napona koje uobičajeno građeni zidovi ne mogu da izdrže. Tačno je da čisti, neukrućeni skeleti imaju relativno male seizmičke sile, ali je isto tako tačno da je i njihova nosivost relativno mala. Zbog svega iznetog, kod neukrućenih skeleta treba računati sa relativno visokim stepenom oštećenja i prilično visokom cenom opravke posle jakog zemljotresa [40].

Ukrućeni skeleti predstavljaju manje fleksibilnu varijantu prethodnog rešenja. Ovde je cela koncepcija konstrukcije drugačije postavljena. Skeletnoj konstrukciji je povereno uglavnom gravitaciono opterećenje dok su seizmičke i druge horizontalne sile predate znatno krućim zidovima ili jezgrima od armiranog betona. Pažljivim izborom krutosti zidova za ukrućenje ili jezgra može se regulisati horizontalna pomerljivost zgrade. Masa ovih zgrada obično nije veća od mase neukrućenih skeleta, pa spadaju u lake konstrukcije. Period oscilovanja im je kraći od perioda neukrućenih skeleta i što je period kraći to su ove konstrukcije kruće. To znači, ukrućeni skeleti razvijaju, opšte uzevši, veće seizmičke sile. Međutim i njihova nosivost je znatno veća, pa se razvijene

seizmičke sile mogu obično bez većih teškoća prihvatiti. Osim toga, ovakve zgrade su mnogo manje osetljive na uticaje drugog reda. Da li će se u gredama pojaviti plastični zglobovi ili ne, zavisi od celokupne krutosti zgrade. Zbog manje pomerljivosti ove konstrukcije su manje podložne oštećenjima od prethodnih. Mana ovih konstrukcija leži u zahtevu da se nosivost zidova za ukrućenje što duže očuva, jer su oni bitno važni za stabilnost zgrada. Ne treba zaboraviti da se nosivost zidova za ukrućenje može u potpunosti iskoristiti samo ako su temelji u stanju da, bez velikih deformacija, prenesu na tlo granični moment savijanja zida [40].

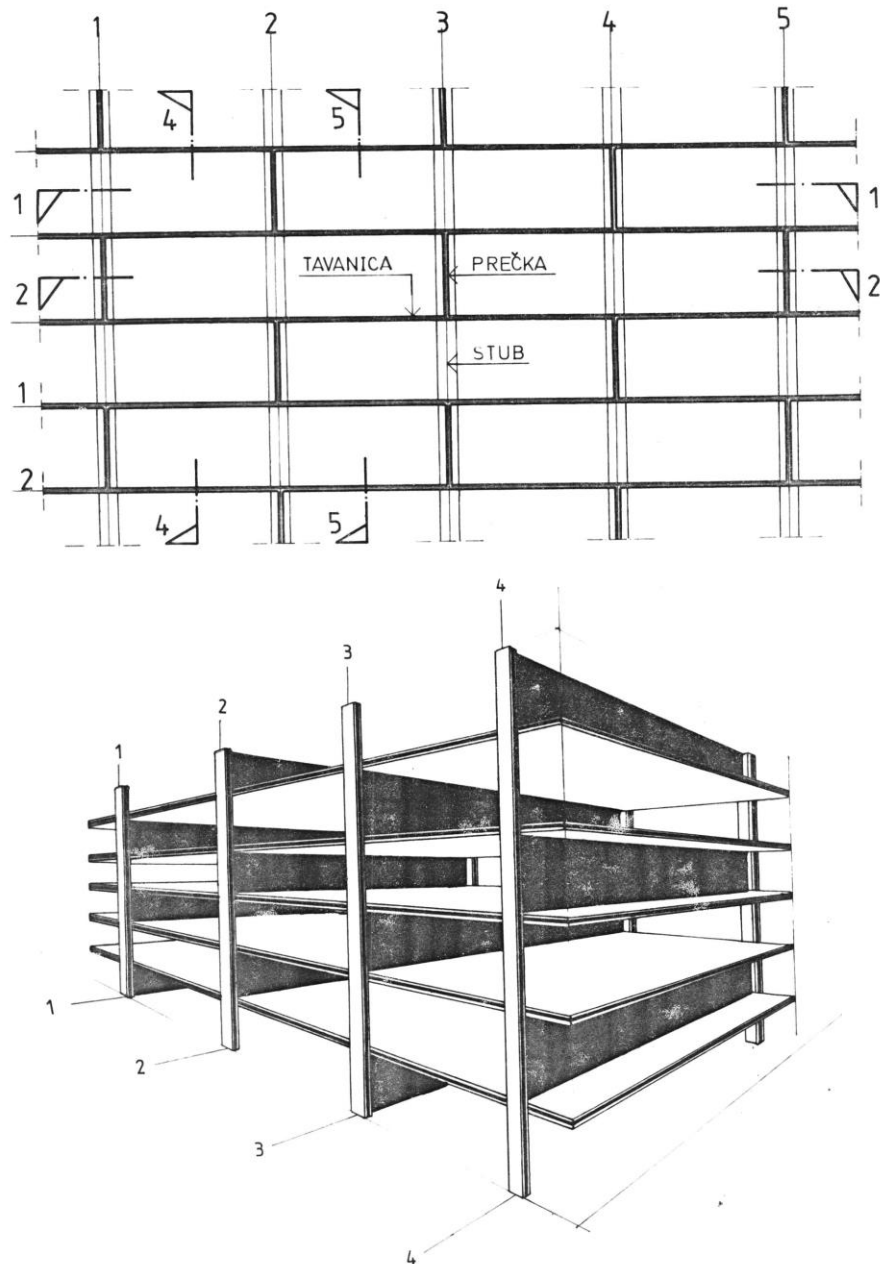
Očigledno je da različiti noseći sistemi obzirom na svoje karakteristike različito utiču na prostornu stabilnost zgrade. Okvirni ili ramovski sistemi, sa izrazito krutim vezama između stubova i rigli, Slika 3b, pored svoje osnovne uloge nošenja vertikalnog opterećenja imaju i ulogu sistema za ukrućenje, te samostalno prihvataju horizontalne sile koje deluju na zgradu.



Slika 3 Skeletni noseći sistemi a) Zglobni b) Okvirni [49]

Drugi sistemi, pak, kao što su na primer sistemi sa zglobnim vezama nosača i stubova, Slika 3a, imaju samo ulogu nošenja vertikalnog opterećenja, a za prijem horizontalnih sila poseduju dodatnu konstrukciju. Vrste čeličnih nosećih sistema i njihova specifičnost sa stanovišta prostorne stabilnosti detaljno su opisani u [1] i [2].

Među ramovskim sistemima ističe se, sa stanovišta velikih slobodnih prostora, jedan od najracionalnijih sistema u višespratnim zgradama, sistem prostornih okvirnih konstrukcija sa zidnim prečkama, detaljno analiziran u [3], kod koga se prostorna stabilnost obezbeđuje u poprečnom pravcu velikom krutošću veza spratnih rešetkastih rigli i stubova, a u podužnom pravcu krutim vezama podužnih nosača i stubova ili pak primenom nekog od dodatnih sistema za ukrućenje, Slika 4.



Slika 4 *Sistem prostornih okvirnih konstrukcija sa zidnim prečkama [3]*

Ipak, činjenica je da se neki tipovi nosećih sistema mogu upotrebljavati samo do određene spratnosti, jer pri većim spratnostima postaju ne ekonomični ili nema odgovarajućeg rešenja za dodatni sistem za ukrućenje. Kod izuzetno visokih zgrada u svetu, značaj nosećeg sistema za prijem horizontalnih sila koje deluju na zgradu skoro je zanemarljiv, jer se njemu poverava samo uloga nošenja vertikalnog opterećenja, dok se obezbeđenje prostorne stabilnosti zgrade vrši, isključivo, primenom cevastih oblika zgrada.

Kada je prostorna stabilnost zgrade u pitanju, treba takođe naglasiti i značaj tavaničnih konstrukcija. Njima treba, bez obzira na izbor ostalog dela konstrukcije, posvetiti posebnu pažnju. Pri proračunu i projektovanju uvek se pretpostavlja da su tavanične ravni krute. Prema tome one se takve moraju konstruisati. Pri konstruisanju tavanične ravni, treba imati u vidu da ona mora preneti inercijalne sile od mesta nastanka do konstruktivnog elementa kome je namenjeno da ih primiri i prenese do temelja. Znači tavanica mora biti sposobna da bez oštećenja i velikih elastičnih deformacija izdrži sve momente savijanja i transverzalne sile u svojoj ravni koji se za vreme zemljotresa mogu pojaviti. U protivnom će biti narušen projektovani raspored i prenos sila ili će doći do razdvajanja elemenata noseće konstrukcije, što obično ugrožava stabilnost građevine. Najbolje su se pokazale dobro projektovane ploče od armiranog ili prethodno napregnutog betona [40].

2.3.9. SISTEM ZA UKRUĆENJE

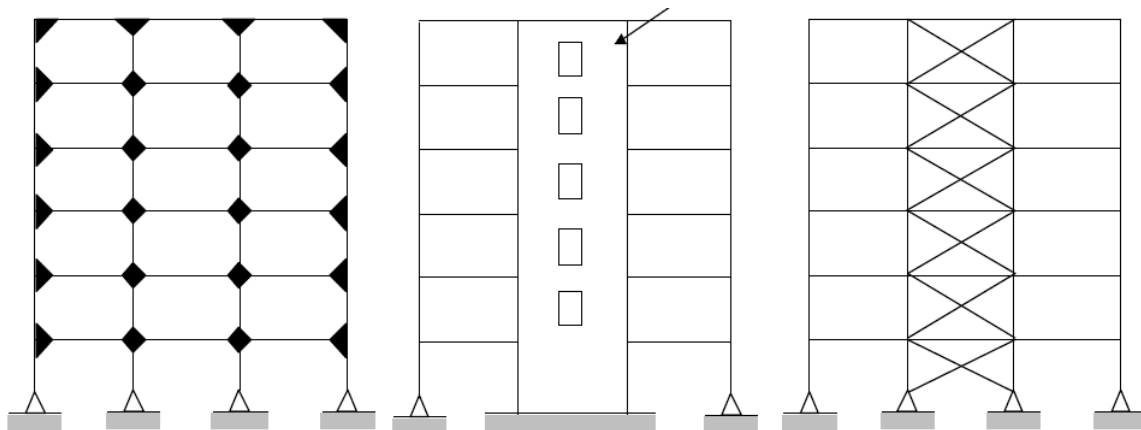
Veliki broj zgrada se ukrućuje protiv uticaja vetra, u mnogim krajevima protiv zemljotresa, u posebnim slučajevima protiv drugih uticaja koji izazivaju horizontalne sile [16]. Sistem za ukrućenje, koji je u mnogim slučajevima neraskidivo povezan sa nosećim sistemom, ima značajnu ulogu prijema horizontalnih sila koje deluju na objekat i njihovog prenošenja na temelje i tlo, kao i sprečavanja prekomernih deformacija objekta u horizontalnom pravcu i ograničavanja vibracija kod visokih zgrada. Sistem za ukrućenje višespratnih zgrada ima nesumnjivo izuzetan uticaj na prostornu stabilnost istih, a takođe je i jedan od retkih faktora na koje se može uticati u cilju povećanja prostorne krutosti, a samim tim i poboljšanja prostorne stabilnosti zgrade, što je detaljno analizirano u [1]. Sistem za ukrućenje višespratnih zgrada predstavlja jednu od najvažnijih celina u okviru konstrukcijskog sklopa, naročito čeličnih višespratnih zgrada, obzirom na njihove specifičnosti. Sa povećanjem visine zgrade značaj ovog sistema postaje sve veći.

Ovaj sistem se kod čeličnih višespratnih zgrada može se podeliti na horizontalnu i vertikalnu konstrukciju za ukrućenje. Horizontalnu konstrukciju sistema za ukrućenje čine ili samo ploče međuspratnih konstrukcija, ukoliko su one potpuno krute u svojoj ravni, ili ploče međuspratnih konstrukcija u kombinaciji sa horizontalnim rešetkastim spregovima, ukoliko ploče nemaju dovoljnu krutost. Uloga međuspratnih ploča, kao što je istaknuto, nije samo u prijemu i prenošenju vertikalnog opterećenja, već one imaju i važnu funkciju prijema horizontalnih sila, koje dalje prenose do fiksnih tačaka vertikalnog sistema za ukrućenje.

U opštem slučaju postoje sledeće vrste vertikalnih konstrukcija za ukrućenje višespratnih zgrada:

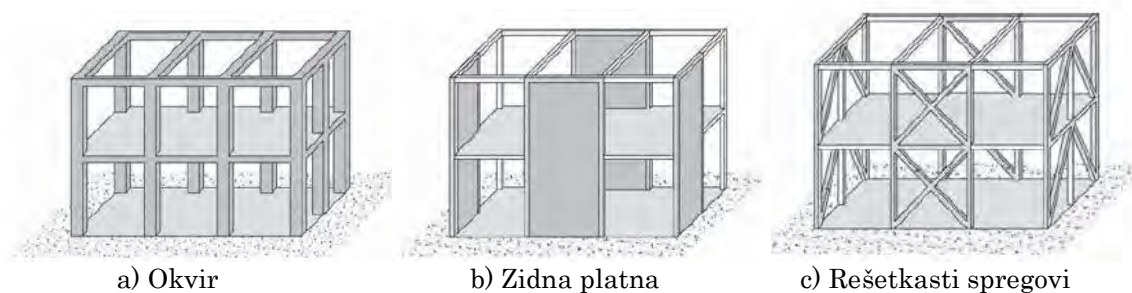
- okviri,
- rešetkasti spregovi,
- zidna platna,
- jezgra i
- cevasti oblici zgrada.

Na Slikama 5 i 6 su prikazani neki karakteristični sistemi za ukrućenje.



Slika 5 Vertikalni sistemi za ukrućenje višespratnih skeletnih zgrada

U mnogim slučajevima, ako to predstavlja najracionalnije rešenje za postizanje prostorne stabilnosti zgrade, ovi sistemi se mogu i kombinovati. Svakako, izbor vrste ukrućenja treba biti takav da ono omogućava ekonomično rešenje u celini. Vertikalna ukrućenja višespratne zgrade, pored toga što moraju da poseduju odgovarajuću krutost, moraju na pravilan način biti raspoređena u osnovi zgrade, kako bi na najadekvatniji način ispunila svoju važnu funkciju. Vrste vertikalnih konstrukcija za ukrućenje, njihove prednosti i nedostaci, detaljno su analizirani u [1].



Slika 6 Vertikalni sistemi za ukrućenje prikazani u prostoru [51]

2.3.10. REŠENJE OSLONAČKIH VEZA KOD SKELETNIH SISTEMA

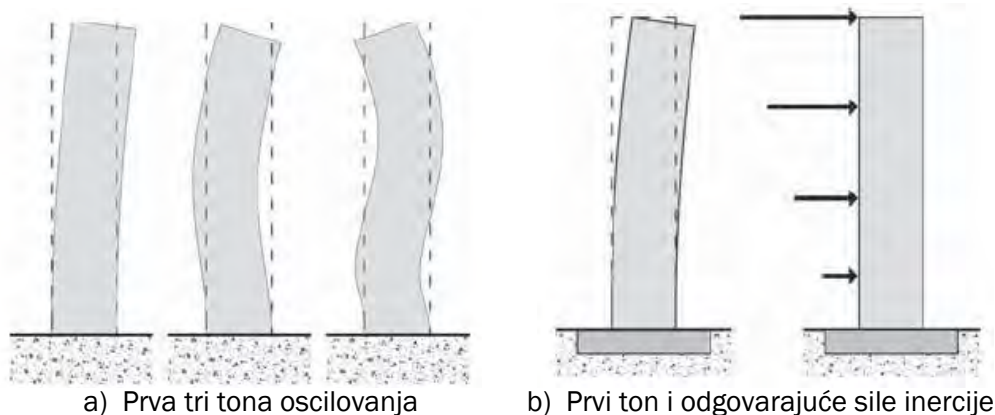
Rešenje oslonačkih veza od značaja je za prostornu stabilnost skeletnih nosećih sistema. Pod rešenjem oslonačkih veza podrazumeva se raspored zglobnih i krutih veza, kako između nosača i stubova u okviru glavne noseće konstrukcije zgrade, tako i između stubova i temeljne konstrukcije. Rešenje oslonačkih veza pre svega utiče na tip statičkog sistema, zglobni, okvirni ili kombinovani, i na taj način na njegovu statičku neodređenost, a samim tim i na njegovo ponašanje pod opterećenjem, o čemu je već bilo reči. Izbor tipova veza između nosača i stubova takođe utiče i na prostornu krutost cele konstrukcije, te u zavisnosti od toga da li je u pitanju ukrućen ili neukrućen sistem, različito utiče na prostornu stabilnost zgrade, što je i tema ove doktorske disertacije.

U dosadašnjoj inženjerskoj praksi i klasičnoj Teoriji konstrukcija, pored drugih pretpostavki, podela veza vršena je na idealno zglobne i idealno krute. U poslednjih tridesetak godina istraživanja mnogobrojnih autora u svetu, kod nas kao i na Građevinsko–arhitektonskom fakultetu u Nišu (M. Milićević, S. Zdravković, D. Stojić, D. Zlatkov...), pokazala su da se veze u konstrukciji ne ponašaju idealno, te je stoverena potreba za novom klasifikacijom veza u kojoj se javlja i treća kategorija takozvane polu–krute veze. O ovoj problematici detaljno će biti reči u Poglavlju 3. Kako ističu autori mnogobrojnih radova iz ove oblasti, polu–krute veze naročito egzistiraju u montažnim konstrukcijama, te bi pri optimalnom dimenzionisanju konstrukcije bilo poželjno veze štapova u čvorovima posmatrati sa realnom krutošću.

Kada su oslonačke veze u pitanju, treba istaći važnost njihovog izvođenja pri izgradnji objekta u skadu sa pretpostavkama o njihovom ponašanju, koje su usvojene prilikom proračuna. Neadekvatno izvedene veze na gradilištu menjaju statički sistem konstrukcije definisan u toku proračuna, što dovodi do pojave drugačijih unutrašnjih sila u konstrukciji od onih koje su dobijene proračunom, a može dovesti i do gubitka stabilnosti objekta. Ovo je naročito važno kada su krute veze u pitanju, jer ukoliko se pri proračunu pretpostavi pun stepen uklještenja, a veze se izvedu kao polu–krute, rezultati proračuna tada nisu na strani sigurnosti, što može negativno da se odrazi na nosivost, trajnost i stabilnost konstrukcije [41].

2.3.11. DINAMIČKE KARAKTERISTIKE KONSTRUKCIJE

Kako će se konstrukcija ponašati pod dejstvom dinamičkog opterećenja zavisi ne samo od vrste tog opterećenja već i od dinamičkih karakteristika same konstrukcije. U dinamičke karakteristike konstrukcije ubrajaju se period sopstvenih oscilacija, tonovi (oblici) oscilovanja i amlitude pomeranja. Ove karakteristike zavise od mnogih faktora, među kojima se izdvajaju visina zgrade i tip konstrukcijskog sistema, odnosno krutost konstrukcije. Vreme potrebno za jednu punu oscilaciju zove se period sopstvenih oscilacija i meri se u sekundama. Svaki model i svaka zgrada ima svoj osnovni period sopstvenih oscilacija koji odgovara prvom tonu oscilovanja (*first mode of vibration*) i koji ima najveću vrednost. Zavisno od visine zgrade mogu postojati i drugi tonovi oscilovanja, sa drugim manjim periodima. Zgrada ima onoliko tonova koliko ima spratova. Obično je potrebno da se samo efekti prvog ili prvih nekoliko tonova uzmu u obzir prilikom proračuna, Slika 7. Viši tonovi sadrže manje dinamičke energije.



Slika 7 Tonovi oscilovanja (a) Uticaj prvog tona na sile inercije (b) [51]

Visina zgrade ima najveći uticaj na veličinu perioda sopstvenih oscilacija. Viša zgrada ima duži period sopstvenih oscilacija i obrnuto. Približan metod određivanja perioda sopstvenih oscilacija je da se broj spratova pomnoži sa 0,1. U praksi, period sopstvenih oscilacija varira između 0,05 s za krutu jednospratnu zgradu, do perioda od približno 7,0 s za najviše zgrade u svetu.

Krutost konstrukcije, koja direktno zavisi od tipa konstrukcijskog sistema, takođe bitno utiče na vrednost perioda sopstvenih oscilacija. Konstrukcije se zavisno od njihovog osnovnog perioda oscilovanja dele na krute, srednje i fleksibilne. Između ove tri kategorije nema fiksnih granica u vrednostima perioda oscilovanja. Fleksibilne (elastične) konstrukcije imaju

duži period sopstvenih oscilacija, a krute konstrukcije kraći. Na primer ramovska konstrukcija je manje kruta nego konstrukcija sa zidovima, pa je njen period oscilovanja duži. Ipak, može se smatrati da krute konstrukcije imaju period sopstvenih oscilacija $T < 1,0$ s, a fleksibilne $T > 2,0 \div 3,0$ s.

Odgovor konstrukcije na dejstvo dinamičkog opterećenja zavisi pre svega od vrednosti perioda sopstvenih oscilacija. Ako se osnovni period oscilovanja konstrukcije približno poklapa sa dominantnim periodom dinamičkog opterećenja, bilo da je to vetar ili zemljotres, dolazi do rezonantnih efekata i oštećenja su bitno veća nego u slučaju kada se ovi periodi oscilovanja razlikuju.

Prigušenje je još jedna važna, ali manje kritična dinamička karakteristika zgrade. Prigušenje smanjuje veličinu horizontalnih vibracija. Ono je uglavnom posledica unutrašnjeg trenja unutar građevinskih elemenata, što prouzrokuje da se amplitude vibracija smanjuju. Step en prigušenja u zgradi zavisi od materijala noseće konstrukcije, kao i od ostalih materijala i detalja u konstrukciji. Izborom materijala, prigušenje u zgradi je već definisano. Armirano betonske konstrukcije poseduju veće prigušenje nego čelične konstrukcije, ali manje od onih izgrađenih od drveta. Međutim, izbor materijala za noseću konstrukciju se retko vrši na osnovu njihovih vrednosti prigušenja. Prigušenje apsorbuje energiju i smanjuje mogućnost rezonance, tako da je veoma korisno. Ono ima ulogu amortizera. Sem u modernim (*high-tech*) zgradama koje imaju posebno dizajnirane uređeje za prigušivanje ugrađene u noseću konstrukciju, detaljno predstavljene u [58], inženjeri ne pokušavaju da povećaju prigušenje zgrade. Oni ga samo prihvataju i dozvoljavaju njegovo korisno prisustvo.

2.4. SPECIFIČNOSTI ČELIČNIH KONSTRUKCIJA ZGRADA SA STANOVIŠTA PROSTORNE STABILNOSTI

Višespratne zgrade, čija je noseća konstrukcija od čeličnog skeleta, poseduju određene specifične osobine u odnosu na zgrade građene od drugih materijala i u drugim sistemima. Čelik kao materijal ima izuzetne mehaničke karakteristike, zbog čega je najpovoljniji za izgradnju, ne samo višespratnih, već i veoma visokih zgrada, kao i prizemnih objekata velikih raspona. Njegova svojstva omogućavaju izgradnju zgrada preko stotinu spratova visine, postizanje velikih raspona nosača, samim tim i velikih razmaka između stubova, kao i usvajanje malih dimenzija poprečnih preseka istih. Kada tome dodamo upotrebu lakih zidova i fasada, koje se danas najčešće primenjuju, kao

rezultat dobijamo zgrade sa velikim slobodnim prostorima, male težine, ali i male opšte krutosti za prijem horizontalnih sila.

Mala težina, s jedne strane, povoljna je za prostornu stabilnost zgrade jer ne indukuje velike inercijalne sile u objektu pri dejstvu zemljotresa. Takođe, mala težina povoljno utiče i na fundiranje objekta, naročito ako su u pitanju teški uslovi fundiranja, pa uštede mogu biti velike [16]. Sa druge strane, mala težina zgrade veoma je nepovoljna za objekte izložene snažnim vetrovima, koji u nekim zemljama zadaju velike probleme konstrukterima.

Mala krutost zgrade u osnovi, koja je posledica pre svega malih poprečnih preseka stubova, nepovoljna je za prijem horizontalnih sila koje deluju na zgradu, kako od vetra, tako i od seizmike, naročito ako je reč o zgradama veće visine. Može se zaključiti da je, nasuprot mnogobrojnim pozitivnim osobinama koje čelične konstrukcije poseduju, ovo jedan od retkih nedostataka, koji se može nadomestiti primenom odgovarajućeg sistema za ukrućenje, kojim se obezbeđuje potrebna krutost i prostorna stabilnost zgrade. Stoga je sistem za ukrućenje sastavni deo većine konstrukcijskih sistema, ne samo višespratnih, već i prizemih objekata od čelika i u mnogim slučajevima predstavlja celinu sa vertikalnim nosećim sistemom.

Kada govorimo o sistemu za ukrućenje, kao jednoj od osnovnih karakteristika čeličnih konstrukcija, treba istaći da su kod višespratnih zgrada najčešće primenjivani sistemi za ukrućenje okviri ili rešetkasti spregovi, zidna platna ili jezgra. Iako okvirne konstrukcije istovremeno predstavljaju i noseći sistem i sistem za ukrućenje, što je njihova prednost, nisu pogodni za zgrade veće spratnosti, jer pri većim horizontalnim opterećenjima dimenzije stubova postaju velike, čime se gubi važna karakteristika čeličnih konstrukcija. Okvirne čelične konstrukcije su horizontalno fleksibilni sistemi koji podnose, vrlo dobro, velika horizontalna pomeranja i imaju sposobnost apsorpcije velike količine energije. Oštećenja na konstruktivnim elementima su lokalnog karaktera i nisu značajna. Veće štete kod okvirnih čeličnih konstrukcija nastupaju u nekonstruktivnim elementima koji ne mogu pratiti spratna pomeranja noseće konstrukcije. Tako se ozbiljno oštećuju fasadni elementi, staklo, pregradni zidovi, instalacije i oprema. Spratna pomeranja okvirne konstrukcije su posledica sledećih faktora: deformacija od savijanja i smicanja stubova, rotacije čvorova zbog elastičnih i plastičnih deformacija greda, deformacija čvorne zone, savijanja zgrade kao celine zbog promene dužine stubova, rotacije zgrade kao celine. Spratna pomeranja se moraju ograničiti na 1/300 do 1/400 spratne visine [40].

Spregovi, zidna platna i jezgra primenjuju se za ukrućenje nosećih sistema sa zglobnim vezama ali i za dodatno ukrućenje okvirnih sistema veće spratnosti. Konstrukcije sa dijagonalnim spregovima su manje fleksibilne, pa su i oštećenja nekonstruktivnih elemenata manja. Kako se kod ovih

konstrukcija horizontalna seizmička sila prenosi do temelja putem rešetkaste konstrukcije u vertikalnoj ravni oštećuju se najizloženije dijagonale. Često se oštećuju i spojevi ovih spregova sa osnovnom konstrukcijom. Dijagonale dostižu tečenje pre greda, pa se prve oštećuju. Kod čeličnih okvira ojačanih spregovima u vidu „K“ ili „X“ ispunjena u vertikalnim ravnima, dijagonale preuzimaju glavnu ulogu u disipaciji energije, dok ostali deo konstrukcije radi u elastičnom području [40].

Pored ovih karakterističnih osobina čelične konstrukcije zgrade kao celine, zgrade od čelika, poseduju još neke specifičnosti koje su takođe posledica malih poprečnih preseka konstrukcijskih elemenata, ali se javljaju na nivou pojedinačnih elemenata, što se opet odražava na prostornu stabilnost cele konstrukcije. Jedna od tih osobina je njihova vitkost, naročito ako se radi o većim dužinama elemenata, što postaje kritično u prisustvu normalnih sila pritiska. U ovakvim slučajevima može doći do nestabilnosti usled izvijanja u pojedinim elementima konstrukcije, kao što su stubovi ili štapovi rešetkastih nosača i spregova. Nestabilnost na nivou jednog ovakvog štapa može, svakako, izazvati nestabilnost celog sistema, koja često može biti katastrofalna [21].

Pored ovoga, vitki delovi poprečnih preseka zavarenih (limenih) nosača i stubova od čelika, mogu postati kritični u prisustvu napona pritiska u njima. Prekoračenje lokalne vitkosti može izazvati lokalnu nestabilnost kritičnog elementa preseka, to jest rebra ili nožice, poznatu pod nazivom izbočavanje. Zbog toga se ovi delovi preseka moraju ojačati dodatnim ukrućenjima, da bi se osigurali protiv ovog fenomena karakterističnog za metalne konstrukcije.

Kod nosača od I–profila, velikih raspona, opterećenih na savijanje koji nisu bočno, torziono pridržani, dolazi do gubitka stabilnosti i pojave bočnog (torzionog) izvijanja. Svakako da i u ovom slučaju može doći do nestabilnosti na nivou cele konstrukcije. Nosači se bočnom torzionom izvijanju suprotstavljaju krutošću na savijanje oko obe glavne ose inercije kao i torzionom krutošću. Neki oblici poprečnih preseka nemaju dovoljno veliku otpornost na bočno torziono izvijanje. Prema [26] mere za sprečavanje bočno torzionog izvijanja sastoje se u korišćenju zatvorenih preseka, koji imaju mnogo veću torzionu krutost GI_t i krutost na savijanje EI_x nego odgovarajući I–preseci. Ukoliko se moraju primeniti I–preseci onda treba birati profile sa širokim nožicama. Drugi način izbegavanja ove vrste nestabilnosti je postavljanje ukrućenja na odgovarajućem razmaku, koji se mora proračunati.

Zbog navedenih osobina čeličnih konstrukcija, koje potvrđuju osnovne principe Teorije stabilnosti, nacionalni propisi svih zemalja za proračun nosećih čeličnih konstrukcija bazirani su upravo na tim principima.

Veoma značajna osobina za prostornu stabilnost čeličnih konstrukcija višespratnih i visokih zgrada, a koja je rezultat jedne karakteristične osobine

čelika kao materijala, je duktilnost. Duktilnost je jedna od najpoželjnijih konstrukcijskih osobina kod seizmički otpornih konstrukcija. Duktilnost ima veliki uticaj na veličinu ubrzanja i seizmičkih sila za koje je zgrada dizajnirana, baš kao i period sopstvenih oscilacija. U zavisnosti od stepena duktilnosti koji konstrukcija poseduje, proračunska seizmička sila može biti redukovana na približno jednu šestinu sile u odnosu na seizmičku silu kod ekvivalentne neduktilne (krte) konstrukcije [51], što predstavlja savremeni pristup projektovanju seizmički otpornih konstrukcija.

Neduktilne konstrukcije, sa druge strane, moraju se projektovati za znatno veće seizmičke sile nego duktilne konstrukcije. Imajući u vidu da se neduktilna konstrukcija lomi u situaciji preopterećenja, ona mora biti dovoljno jaka da se odupre maksimalnim predviđenim inercijalnim silama. Ako intenzitet zemljotresa prevazilazi čvrstoću krtog elementa, bilo da je to greda ili stub, element se lomi iznenada, što najčešće dovodi do rušenja. Posledice preopterećenja na duktilnim konstrukcijama su daleko manje ozbiljne. Ako su elementi duktilni, njihov materijal će popuštati i biti izložen plastičnom ponašanju do relativno velikog ugiba. U procesu plastične deformacije, duktilni elementi apsorbuju seizmičku energiju koja bi u suprotnom dovela do toga da zgrada doživljava povećanje ubrzanja. Stoga duktilnost povećava efektivan nivo prigušenja u zgradi. Osnovna prednost duktilnih elemenata je njihova sposobnost da formiraju plastične zglobove. Iako u zonama plastičnih zglobova nastaje određena šteta, oni održavaju svoju čvrstoću i sprečavaju kolaps zgrade [51].

Međutim, duktilni materijali ne moraju da garantuju da će i konstrukcija biti duktilna. Kritični poprečni preseki elemenata treba da budu pravilno dimenzionisani i detalji njihovih veza pravilno projektovani da bi se potpuno iskoristila duktilna priroda materijala. Na primer, ako su zavrtnjevi ili zavareni spojevi u vezama slabiji od samih elemenata koji se vezuje oni će pretrpeti lom pre nego čelični element počne da se ponaša duktilno.

Čelične konstrukcije zgrada spadaju u red montažnih konstrukcija, što predstavlja njihovu prednost sa aspekta brzine građenja, izrade određenih delova konstrukcije u radionici, suve gradnje, mogućnosti demontaže i slično. Ipak, u fazi montaže objekta na gradilištu potrebne su dodatne mere predostrožnosti u smislu obezbeđenja prostorne stabilnosti. Najveći broj rušenja zbog nestabilnosti dešava se upravo u fazi montaže [21]. Jedna od mera predostrožnosti jeste izrada montažnih horizontalnih spregova pre izlivanja armirano–betonskih ploča, koji se kasnije mogu demontirati. Takođe je važna i usaglašenost radova na gradilištu sa radovima u radionici. Ukoliko zgrada poseduje vertikalne komunikacije u okviru armirano–betonskog jezgra, onda sa izgradnjom jezgra treba ići par spratova brže u odnosu na čelični deo konstrukcije.

Čelične konstrukcije poseduju i dve opšte poznate karakteristike koje su takođe nepovoljne sa aspekta prostorne stabilnosti objekta. To su sklonost ka koroziji i nagli gubitak moći nošenja prilikom požara. Sklonost ka koroziji ne predstavlja veći nedostatak kada su višespratne zgrade u pitanju, jer uslovi unutar zgrade ne doprinose ovom problemu. On je izraženiji kod konstrukcija otvorenog tipa, kao što su čelični mostovi, ili nadstrešnice na primer, kao i proizvodne hale gde su vazdušni uslovi promenljivog karaktera, pa doprinose koroziji. Što se tiče vatrootpornosti njoj se mora posvetiti posebna pažnja odgovarajućom zaštitom čeličnih preseka shodno zakonskim propisima iz ove oblasti.

2.5. ZEMLJOTRESI I PROSTORNA STABILNOST ZGRADA

Obzirom da će prostorni numerički modeli višespratnih čeličnih zgrada u okviru ove disertacije biti tretirani na dejstvo opterećenja od zemljotresa, neophodno je u najkraćim crtama razmotriti kako zemljotresi utiču na prostornu stabilnost zgrada.

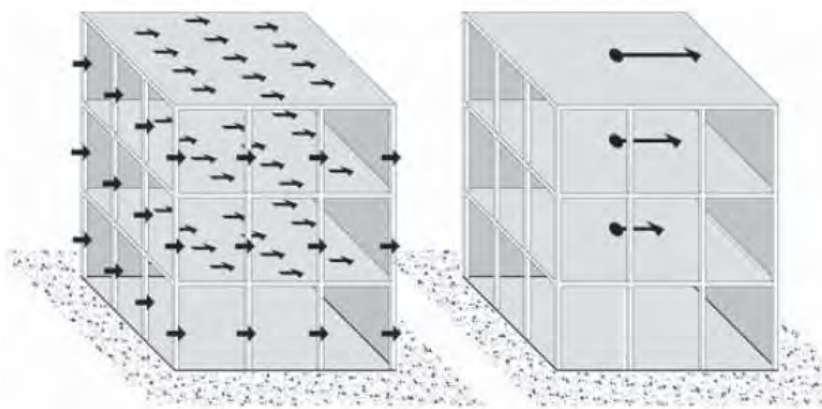
Oscilacije tla pri zemljotresu, na prvi pogled, predstavljaju haotično kretanje u prostoru. Ipak, ako se registracije zemljotresa pažljivo analiziraju moguće je naći neke zakonitosti. Oscilacije tla prilikom zemljotresa su tačno određene ako je poznat akcelerogram zabeležen za vreme zemljotresa na određenoj lokaciji. Najvažnije karakteristike oscilacija tla, koje je moguće odrediti pomoću analize akcelerograma i koje je potrebno poznavati da bi se definisalo moguće buduće zemljotresno opterećenje jesu:

- maksimalno ubrzanje tla,
- maksimalna brzina tla,
- maksimalno pomeranje tla,
- trajanje jakog dela oscilacija i
- frekvencijski sastav oscilacija (predominantne periode).

Kvantitativna mera za jačinu zemljotresa je *magnituda* koja indirektno meri energiju zemljotresa. *Intenzitet zemljotresa* je mera kojom se jačina zemljotresa meri prema njegovim efektima na objektima, u prirodi i nad živim bićima. Intenzitet ne zavisi samo od količine oslobođene energije već i od udaljenosti od hipocentra i od lokalnih geomehaničkih, geoloških i topografskih uslova.

Maksimalno ubrzanje tla a_t je najčešće upotrebljavana instrumentalna mera za intenzitet zemljotresa. Zemljotresno opterećenje ne deluje direktno na konstrukciju u obliku sila, već indirektno putem pomeranja tla. Kako temelji

predstavljaju kontaktnu površinu između konstrukcije i tla, zemljotres deluje na zgradu pomeranjem temelja. U toku potresa, horizontalna ubrzanja se prenose kroz konstrukciju zgrade pri čemu se, shodno Drugom Njutnovom zakonu, masa zgrade suprotstavlja ovom kretanju aktivirajući inercijalne sile u konstrukciji. Sile inercije deluju na svaki element zgrade. Ipak, pri proračunu se pretpostavlja da inercijalne sile, izazvane kretanjem tla deluju u težištu međuspratnih konstrukcija, Slika 8. Odatle se putem međuspratne konstrukcije, koja mora da poseduje dovoljnu krutost u svojoj ravni, prenose do vertikalnog sistema za ukrućenje, a potom na temelje.



Slika 8 Dejstvo sila inercije u zgradi tokom zemljotresa [51]

Intenzitet horizontalne inercijalne sile – S zavisi od mase zgrade – m i ubrzanja osnove zgrade – a , kao i od karakteristika konstrukcije i vremenskog toka dinamičkog opterećenja. Ako bi zgrada, temelj i tlo bili idealno kruti, tada bi ubrzanje osnove zgrade bilo jednako ubrzanju tla i sila – S bi imala vrednost $S=m \cdot a$, što u stvarnosti nikada nije slučaj. Sve zgrade poseduju određeni stepen fleksibilnosti. Konstrukcija koja se mekano deformiše (fleksibilna konstrukcija), apsorbujući deo energije, ima inercijalnu silu – S koja je manja od $m \cdot a$.

Maksimalno ubrzanje tla nije jedina veličina koja utiče na oštećenja, a time i na intenzitet zemljotresa. Dešavalo se da se pri velikom ubrzanju sruše ili oštete samo niski, kruti objekti (Banja Luka, 1981. $a_t > 0,5g$) ili da se pri malom ubrzanju sruši niz aseizmički građenih modernih zgrada (Mexico City, 1985. $a_t = 0,17g$). Intenzitet zemljotresa, dakle, nije moguće odgovarjuće definisati samo jednom veličinom (ubrzanjem, brzinom i sl.). Bitan uticaj na štetu ima, naime, odnos između predominantnih perioda oscilacija tla i perioda sopstvenih oscilacija objekta. Predominantne periode oscilovanja tla su periode koje su više zatupljene od drugih u masi različitih perioda oscilovanja tla. Ako se osnovni period oscilovanja približno poklapa sa predominantnim periodama zemljotresa, dolazi do rezonantnih efekata i do većih oštećenja. Zbog toga se konstrukcije prema njihovim osnovnim periodima sopstvenih

oscilacija dele na tri grupe: na krute konstrukcije sa kratkim sopstvenim periodom, na fleksibilne sa dugim sopstvenim periodom i na obične sa srednjim sopstvenim periodom. Za krute konstrukcije najvažniji parametar zemljotresa je ubrzanje, za srednje brzina, a za fleksibilne pomeranje [40]. Još jedan veoma bitan parametar koji utiče na oštećenje za vreme zemljotresa je trajanje jakog dela oscilacija tla. Sasvim je logično da je šteta pri dugom trajanju oscilacija tla veća od štete pri kratkom trajanju sa jednakom amplitudom.

Međuzavisnost pomeranja zgrade i tla izražava se spektrom odgovora. Odgovor konstrukcije zavisi pre svega od vrednosti perioda sopstvenih oscilacija, ali i od duktilnosti konstrukcije i vrednosti prigušenja u konstrukciji. Oblik odgovora spektra ilustruje kako period sopstvenih oscilacija zgrade ima veliki uticaj na maksimalno horizontalno ubrzanje usled zemljotresa, a samim tim i na veličinu sile inercije za koju zgrada treba da bude projektovana. Konstrukcije sa kraćim periodom oscilovanja $T < 1$ s (zgrade manje spratnosti) imaju ubrzanje koje je dva do tri puta veće od ubrzanja tla. Konstrukcije sa dužim periodom oscilovanja od $2 \div 3$ s (visoke spratne zgrade) imaju manje ubrzanje u odnosu na ubrzanje tla, što čini da se u konstrukciji razviju relativno male seizmičke sile. Fleksibilne konstrukcije apsorbuju veliku količinu energije oslobođene pri zemljotresu. Za takve konstrukcije su kritična pomeranja koja mogu biti dosta velika, tako da mogu doći do izražaja uticaji drugog reda.

Da bi se suprotstavile horizontalnim seizmičkim silama, zgrade moraju da poseduju nosivost i krutost, a u mnogim slučajevima i duktilnost. Kod statičkog opterećenja najvažniji parametar konstrukcije je nosivost. Krutost je značajna samo u vezi sa veličinom deformacija, a duktilitet, iako omogućavanjem preraspodele opterećenja indirektno utiče na nosivost, u statici je skoro nepoznat. Kod jakog seizmičkog opterećenja sva tri parametra, nosivost, duktilitet i krutost, zajedno sa masom i prigušenjem, ravnopravno predstavljaju osnovne parametre konstrukcije od kojih zavisi njeno ponašanje u vreme jakih zemljotresa.

Nosivost je definisana kao najveće opterećenje koje konstrukcija može da primi. Stvarna nosivost zgrade je obično mnogo veća od nosivosti koju traže propisi. Smatra se da najveći deo zgrada ima veliku dodatnu nosivost [40].

Pod duktilitetom konstrukcije obično se podrazumeva odnos između maksimalnog mogućeg pomeranja i pomeranja na nekoj ekvivalentnoj granici elastičnog ponašanja [40]. Konstrukcije koje imaju veliki duktilitet (čelične konstrukcije sa odgovarajućim detaljima ili armirano–betonske konstrukcije sa pravilnom dispozicijom i konstruktivnim detaljima) mogu da izdrže, bez rušenja, jako velike plastične deformacije. U toku zemljotresa, duktilne konstrukcije se u stvari ponašaju kao sistem sa kontrolisanim pomeranjima. Predznaci i veličina pomeranja se brzo menjaju, dolazi do opterećenja preko

ganice elastičnosti i rasterećivanja konstrukcije i njenih elemenata, stvaraju se histerezisne petlje i time se apsorbuje energija koja ulazi u konstrukciju. Step en duktilnosti ukazuje koliku energiju može da apsorbuje konstrukcija. Oni delovi konstrukcije dizajnirani da apsorbuju rasipanu energiju popuštanjem, ustvari su plastični zglobovi. Do rušenja neće doći ako se ne postignu jako velike deformacije.

Osnova savremenih seizmičkih propisa leži u projektovanju duktilnih konstrukcija sa smanjenim proračunskim silama [51]. Zbog ciklične prirode zemljotresa, kao i činjenica da maksimum inercijalne sile u jednom smeru deluje za manje od polovine perioda sopstvenih oscilacija jedne zgrade, što je često manje od jedne sekunde, ovaj pristup je ispravan. Ovakvi propisi dozvoljavaju inženjerima da smanje proračunske sile inercije za projektovani nivo zemljotresa, u srazmeri sa duktilnošću koju data konstrukcija može da poseduje. Projektovana inercijalna sila može biti redukovana na približno jednu šestinu sile kod ekvivalentne ne duktilne konstrukcije. Veliko smanjenje dizajniranih sila je dozvoljeno kod visoko duktilnih konstrukcija. Zbog malih projektovanih sila, kao posledica, javljaju se elementi malog poprečnog preseka, niske nosivosti. Otuda su nedostaci projektovanja konstrukcija visoke duktilnosti stvaranje fleksibilnije konstrukcije koja će pretrpeti više štete na nosećim i nenosećim elementima nego čvršća i kruća konstrukcija. Uštede koje se na ovaj način ostavre, kompenzuju se posebnim detaljima koji se zahtevaju u zonama budućih plastičnih zglobova duktilnih konstrukcija.

Alternativno, inženjeri se mogu opredeliti za nisko duktilnu konstrukciju. Zbog manje duktilnosti nivo dizajniranih sila je viši. Kao posledica toga noseći elementi su jači, odnosno većih preseka, a prednosti ovoga su kruća i jača konstrukcija, kod koje se može očekivati manja šteta na nosećim i nenosećim elementima. Takođe, kod ovakvih konstrukcija nisu neophodni sofisticirani i skupi detalji u delovima gde se očekuje oštećenje, pa oni mogu da ostanu jednostavni i ekonomični. Očekuje se da će ovakva konstrukcija biti daleko manje oštećena pri projektovanom nivou zemljotresa u poređenju sa visoko duktilnom konstrukcijom. Ovo je ispravna opcija ako konstrukcija poseduje veći broj elemenata (npr. armirano–betonske zidove koji imaju veću otpornost nego što je potrebno za seizmičke sile koje deluju u njihovom pravcu) koji mogu da se, u elastičnoj oblasti, suprotstave projektovanim seizmičkim silama [51].

Iz navedenog proizilazi da seizmičku otpornost konstrukcije možemo postići na dva načina:

- a) velikom nosivošću, tako da objekat ostane praktično neoštećen u elatičnom području i
- b) manjom nosivošću, u kombinaciji sa odgovarajućim duktilitetom. U tom slučaju dolazi do oštećenja kod jakog zemljotresa.

Treći fundamentalni parametar koji bitno utiče na ponašanje konstrukcije je krutost. Krutost određuje svojstvene periode konstrukcije, a od odnosa između njih i dominantnih perioda zemljotresa zavisi dinamička amplifikacija opterećenja na konstrukciju. Ukoliko je moguće oceniti frekvencijski sastav budućih vibracija tla, može se izborom krutosti uticati na veličinu seizmičkog opterećenja. Pored toga krutost bitno utiče na deformacije konstrukcije. Zemljotresi pokazuju da je ponašanje krućih konstrukcija (sa nosivim zidovima) u proseku povoljnije od ponašanja fleksibilnih sistema (čistih skeleta). Deformacije krućih sistema su manje od deformacija fleksibilnih sistema i zbog toga su manja i oštećenja svih nekonstruktivnih elemenata u zgradi. Sama konstrukcija predstavlja sve manji deo vrednosti zgrade, tako da uništenje svih nekonstruktivnih elemenata kod fleksibilnih sistema znači ekonomski gubitak, iako konstrukcija nije fizički srušena. Iz navedenih razloga najveći broj stručnjaka za seizmičko građevinarstvo smatra da je na seizmičkom području bolje graditi zgrade sa većom krutošću [40].

O uticaju mase konstrukcije i prigušenja koje konstrukcije u većoj ili manjoj meri poseduju, na veličinu seizmičkih sila i ponašanje konstrukcije pri dejstvu zemljotresa već je bilo reči u prethodnim odeljcima.

Dinamički uticaji izazvani dejstvom zemljotresa imaju izuzetan značaj pri proračunu i dimenzionisanju konstrukcijskih elemenata zgrade. Kako se zemljotresi ne mogu ni predvideti, niti sprečiti, preostaje jedino takav način građenja u seizmički aktivnim područjima koji će sprečiti da i pri najjačim zemljotresima dođe do ljudskih žrtava, a da se materijalna šteta svede na prihvatljive mere.

3. PRORAČUN OSLONAČKIH VEZA U ČELIČNIM KONSTRUKCIJAMA VIŠESPATNIH ZGRADA

3.1. KLASIČAN PRORAČUN VEZA

Čelične konstrukcije koje se primenjuju za noseće sisteme višespratnih zgrada po svojoj prirodi su skeletnog tipa i sastoje se od međusobno povezanih elemenata, greda i stubova. Obzirom da spadaju u red montažnih konstrukcija one u svom sastavu, iz razloga povezivanja stubova i greda u jedinstvenu celinu, kao i iz razloga nastavljanja ovih elemenata, sadrže veliki broj veza pod uglom i nastavaka, koji se delom izvode u radionici, a delom na gradilištu, prilikom montaže konstrukcije. Proračun noseće čelične konstrukcije zato, pored globalne analize konstrukcije i dimenzionisanja njenih nosećih elemenata, obuhvata i proračun veza između tih elemenata, kao i proračun njihovih nastavaka. Imajući u vidu navedenu činjenicu, zaključujemo da jedan od najvažnijih aspekata u proračunu nosećih čeličnih skeletnih konstrukcija uopšte, pored već istaknutog aspekta prostorne stabilnosti, predstavlja i proračun veza i nastavaka u konstrukciji.

Raznovrsnost veza i raznolikost njihovog ponašanja je, u dosadašnjoj praksi, primorala inženjere da za proračun veza primenjuju uprošćene metode koje se zasnivaju na nizu pojednostavljenja, koja omogućavaju dovoljno tačan i efikasan proračun. Osnovno u analizi veza je određivanje realne raspodele sila u njoj, to jest zamenjivanje stvarnih uticaja izazvanih spoljašnjim opterećenjem, statički ekvivalentnim sistemima sila [44].

Klasičan proračun čeličnih konstrukcija, koji se zasniva na Teoriji dopuštenih napona, pod pojmom proračuna veza i nastavaka uglavnom podrazumeva određivanje njihove nosivosti, odnosno otpornosti. Proračun statičkih uticaja prema klasičnoj Teoriji konstrukcija zasniva se, između ostalog, i na pretpostavci da su veze između elemenata idealne, to jest krute ili zglobne. Sa statičkog aspekta veze mogu da budu krute i da prenose moment savijanja i transverzalnu silu, ili zglobne i da prenose samo transverzalnu silu. U praksi se, zbog jednostavnijeg konstrukcijskog oblikovanja, ne javljaju idealno zglobne veze, već su one opterećene i momentom usled ekscentričnog vezivanja, trenja, neravnomerne raspodele uticaja na spojna sredstva i drugo, pa se može reći da poseduju izvestan stepen rotacione krutosti. Ni krute veze ne mogu uvek da budu idealne, jer je moguće malo obrtanje preseka na mestu veze. Ipak, pri proračunu sila u presecima elemenata konstrukcije, ukoliko je ekcentricitet zglobne veze dovoljno mali on se može zanemariti, a krutim se mogu smatrati i one veze koje omogućavaju izvesnu, malu relativnu rotaciju, pod uslovom da ona ne utiče značajno na preraspodelu statičkih uticaja u konstrukciji.

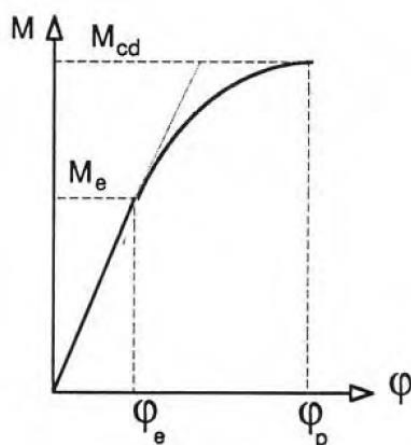
Uprošćenim postupkom proračuna moguće je da se ostvari veza kod koje je postignuta ravnoteža unutrašnjih sila. Pri tom, zbog inkompatibilnosti deformacija, bitno je da veza ima dovoljnu duktilnost, kako bi se omogućila preraspodela sila, tako da pri graničnom stanju one deluju na način koji je predviđen proračunom. Ipak, u uobičajenim uslovima ne dolazi do velikih inkompatibilnosti deformacija, zato što su u mnogim vezama deformacije skoncentrisane uglavnom na mestima spojnih sredstava. Stoga se može pretpostaviti da će relativno pomeranje krutih spojenih delova nametati jednostavan model deformacije spojnim sredstvima. Takođe se može smatrati da su sile i pomeranja spojnih sredstava proporcionalne, odnosno, da unutrašnji model sila tačno odgovara jednostavnom modelu deformacija [44].

3.2. PONAŠANJE VEZA

Mnogobrojnim eksperimentima pokazano je da se mnoge veze ne ponašaju ni idealno kruto, ni idealno zglobno. Veze koje po svom ponašanju predstavljaju prelaz između zglobnih i krutih veza nazivaju se polu–krute veze. Ponašanje jedne takve veze opisuje se pomoću krive koja definiše zavisnost

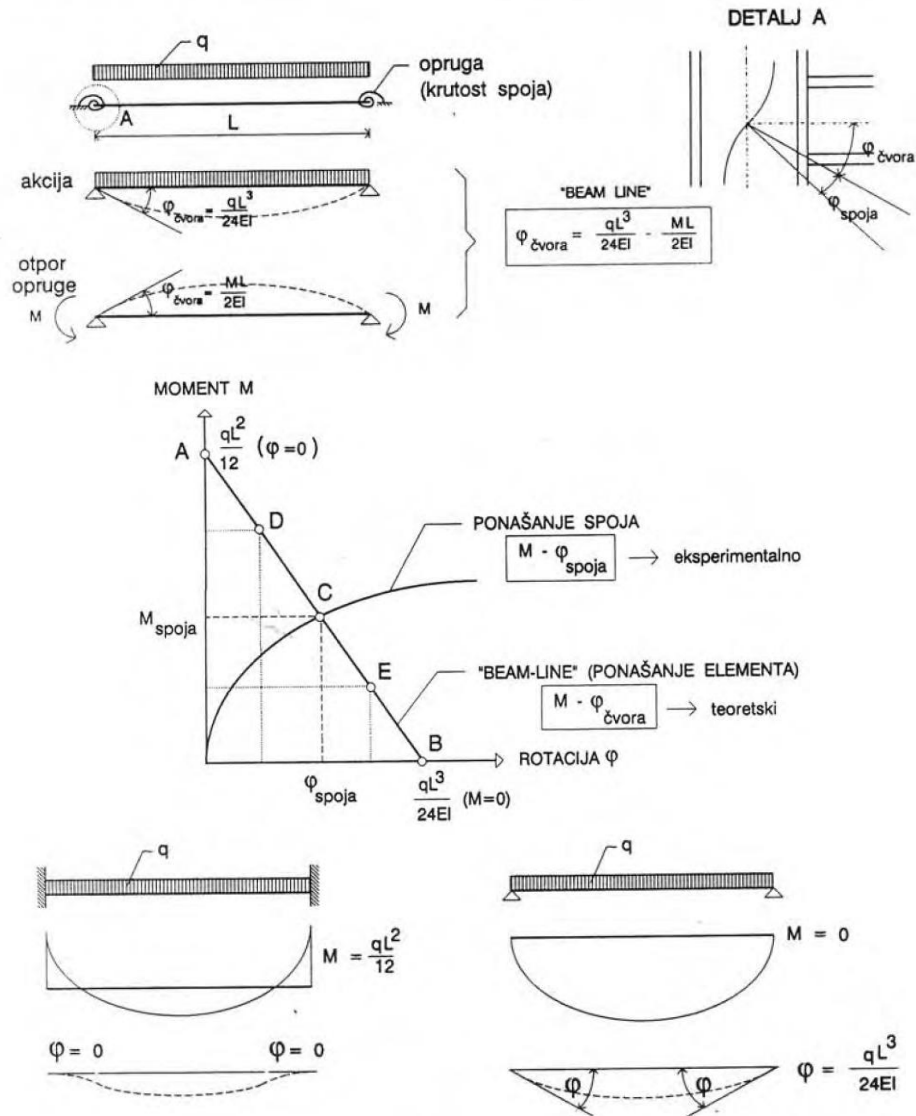
između momenta savijanja na mestu veze M i relativnog obrtanja φ , Slika 9. Ova kriva se u literaturi naziva M – φ kriva ili karakteristika, a može se odrediti eksperimentalnim putem, na osnovu poluempirijskih izraza datih za različite tipove veza ili na osnovu preporuka datih u savremenim propisima koji tretiraju ovu problematiku, na primer [74].

Prilikom projektovanja veza treba imati na umu da ponašanje veza mora biti usklađeno sa ponašanjem elemenata koji se u toj vezi spajaju. Kao i za elemente, tako je i za veze bitno poznavati odnos momenta savijanja M i ugla rotacije φ , kao što je već istaknuto. Ovaj odnos kod veza potpuno je određen sa četiri karakteristične vrednosti, Slika 9: M_e – elastični moment veze, M_{cd} – granični moment veze, φ_e – rotacija pri M_e , φ_p – rotacija pri M_{cd} .



Slika 9 Osnovne karakteristike veza M – φ kriva (karakteristika) [45]

Usklađenost ponašanja elemenata u vezi i same veze, kao i uticaj krutosti veze na preraspodelu statičkih uticaja u nosaču, detaljno je prikazana na Slici 10, pomoću takozvanog *beam–line* koncepta, odnosno koncepta gredne linije. Momenti i obrtanja na mestu veze mogu da se odrede na osnovu preseka M – φ krive i gredne linije (beam line). Gredna linija se konstruiše tako što se spajaju tačka na apscisi ($M=0$ i $\varphi=ql^3/24EI$) koja reprezentuje prostu gredu i tačka na ordinati ($\varphi=0$ i $M=ql^2/12$) koja predstavlja obostrano uklještenu gredu.

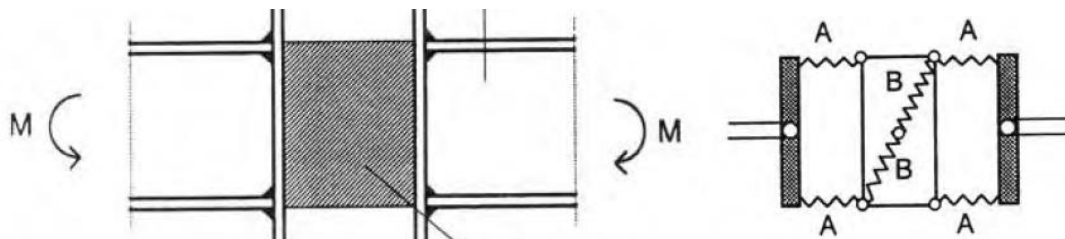


Slika 10 „Beam-line“ koncept [45]

Na dijagramu $M-\varphi$ prikazana je tačka preseka C između gredne linije (beam-line) i linije ponašanja veze. Linija ponašanja elementa (grede) prikazana je linearnim odnosom $M-\varphi$ i dobijena je teoretski, dok je linija ponašanja veze predstavljena nelinearnim odnosom $M-\varphi$ i dobijena je eksperimentom. Tačka C na neki način predstavlja ravnotežu između elementa i veze, to jest njihovu međusobnu usklađenost ponašanja, zavisno od krive $M-\varphi$. Tačka C određuje, za zadato opterećenje q , koliki moment savijanja M i ugao rotacije φ može preuzeti veza obzirom na rotacionu sposobnost elementa. U tački D veza nije u stanju da prati ponašanje elementa, dok u tački E element nije u stanju da prati ponašanje veze [45]. Ova ideja beam-line koncepta pokrenula je razvoj analize popustljivosti spojeva i njihov uticaj na globalno ponašanje okvirnih čeličnih konstrukcija.

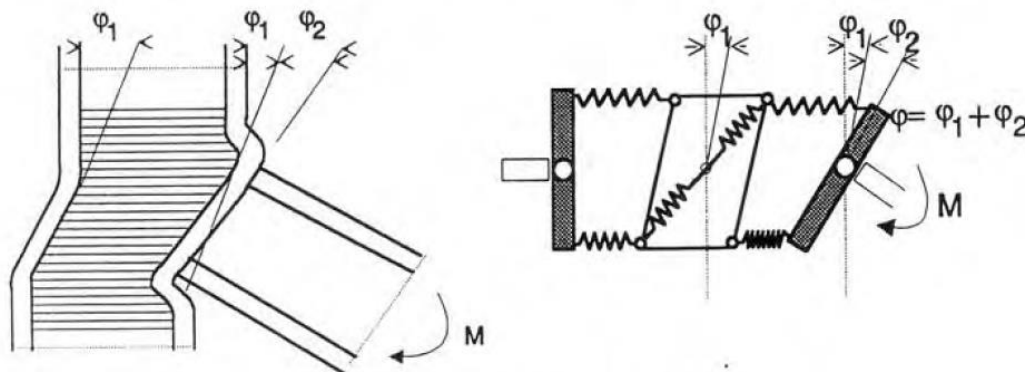
3.3. MEHANIČKI MODELI VEZA

Svaka veza sastoji se iz više osnovnih elemenata i može se prikazati mehaničkim modelom, bilo da je zavarena ili izvedena pomoću zavrtnjeva. Mehanički model zavarene veze greda–stub prikazan je na Slici 11.



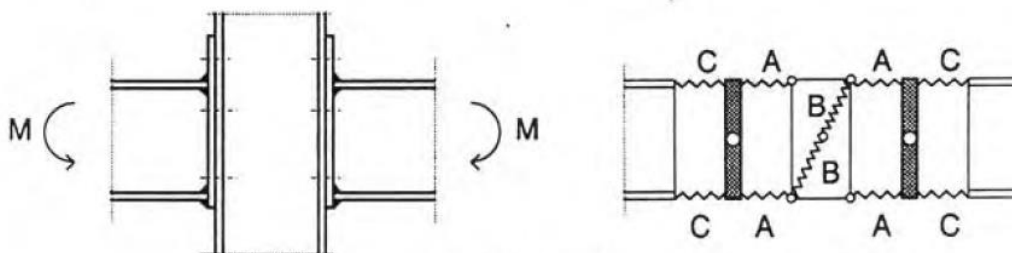
Slika 11 Mehanički model zavarene veze [45]

Opruga A na slici predstavlja uvođenje sile, a opruga B smičuću deformaciju rebra stuba. Deformacija veze pomoću mehaničkog modela prikazana je na Slici 12.



Slika 12 Deformacija zavarene veze [45]

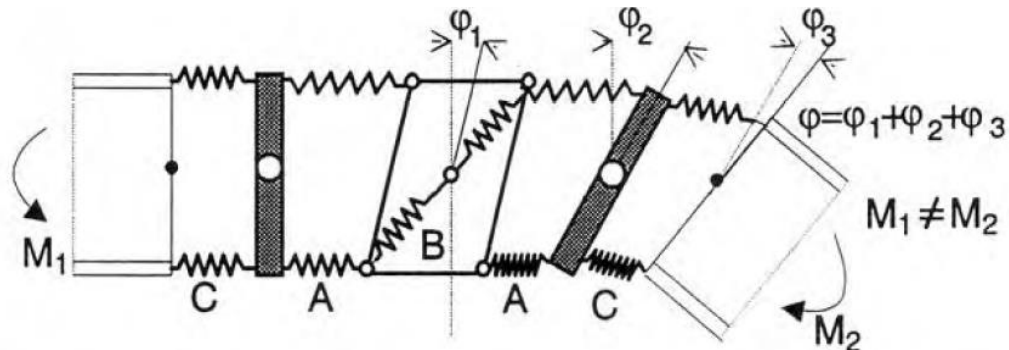
Mehanički model veze greda–stub ostvarene zavrtnjevima prikazan je na Slici 13.



Slika 13 Mehanički model veze zavrtnjevima [45]

Opruga C, na Slici 13, predstavlja uticaj spoja. Na modelu se može, kao i u prethodnom slučaju, videti da svaki deo veze (A, B i C) ima svoju sposobnost rotacije i da su povezani u serijski sastav. Ukupna sposobnost rotacije veze dobija se sabiranjem svih uticaja [45], kako je dato na Slikama 12 i 14.

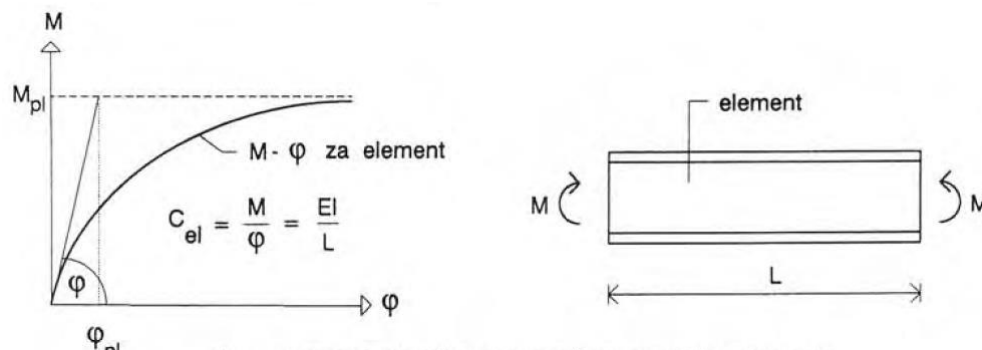
Na osnovu svega prethodno navedenog može se definisati rotaciona sposobnost veze, odnosno njen kapacitet rotacije, koji predstavlja zbir rotacija pojedinačnih delova u vezi, koje su posledica deformabilnosti tih delova.



Slika 14 Deformacija veze zavrtnjevima [45]

3.4. PODELA VEZA

Podela veza obavlja se na osnovu konstrukcijskih svojstava elementa i veze. Da bi se mogla izvršiti podela veza neophodno je definisati $M-\varphi$ zavisnost elementa (grede) i $M-\varphi$ zavisnost veze. Na Slici 15 je prikazana $M-\varphi$ zavisnost elementa.



M_{pl} – moment plastičnosti poprečnog preseka elementa

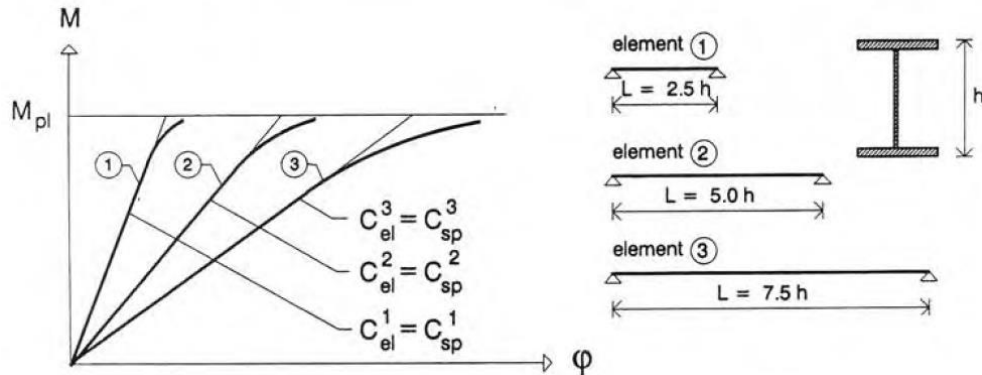
φ_{pl} – rotacija poprečnog preseka elementa za M_{pl}

C_{el} – rotaciona krutost elementa

Slika 15 $M-\varphi$ zavisnost elementa [45]

Tangens ugla tangente na krivu $M-\varphi$ predstavlja rotacionu krutost elementa. Što je manji ugao koji tangenta zaklapa sa apscisom to je rotaciona krutost manja i obratno.

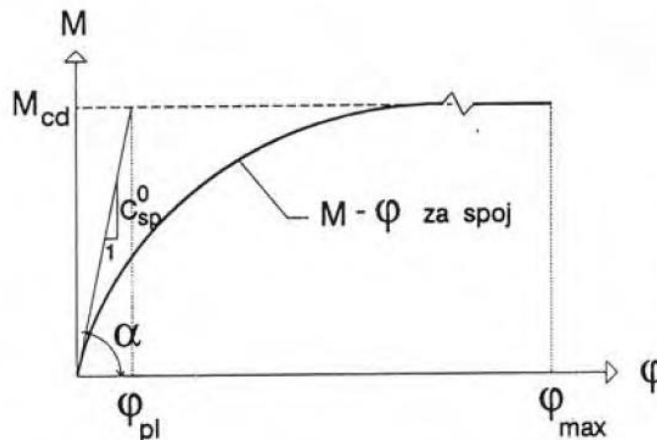
Zavisnost $M-\varphi$ je funkcija dužine elementa. Na Slici 16 je prikazana zavisnost $M-\varphi$ krive od raspona elementa (grede).



Slika 16 $M-\varphi$ krive u zavisnosti od raspona elementa L [45]

Da bi se ostvarilo da svaki element različite dužine ima odgovarajuće $M-\varphi$ karakteristike kao i njegova veza, mora biti ispunjen uslov da je rotaciona krutost i -tog elementa približno jednaka rotacionoj krutosti i -te veze, $C_{el}^i \approx C_{sp}^i$.

Na osnovu Slike 16 može se uočiti da veza veće krutosti zahteva manji raspon elementa, dok veza manje krutosti zahteva veći raspon elementa. Na ovaj način dolazi se do kriterijuma usklađivanja ponašanja veze i elementa prema kome se vrši podela veza.

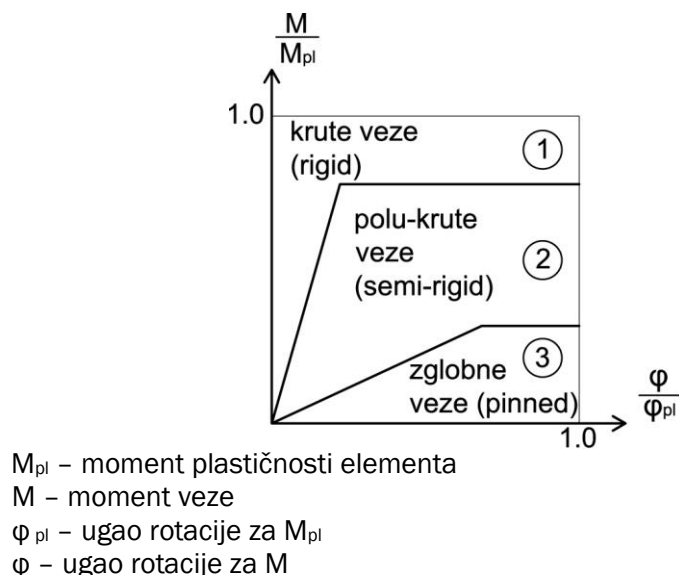


M_{cd} – granični računski moment veze
 φ_{max} – maksimalna rotacija veze
 C_{sp}^0 – početna rotaciona krutost veze

Slika 17 $M-\varphi$ zavisnost veze [45]

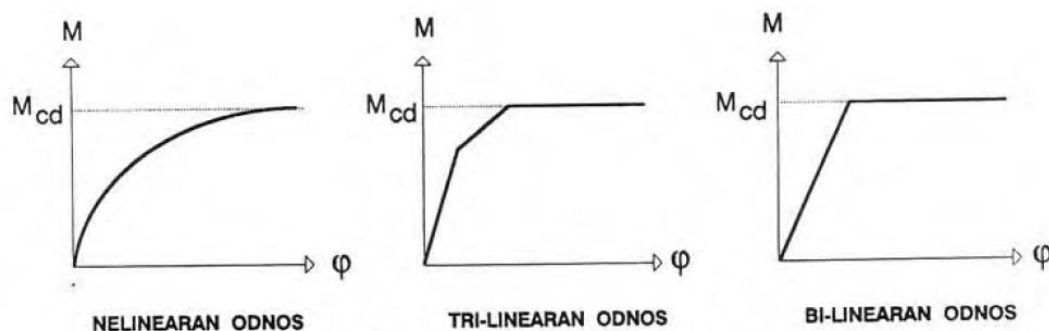
Na Slici 17 je prikazana $M-\varphi$ zavisnost veza. Kao što se može videti, granični računski moment veza M_{cd} je funkcija maksimalnog ugla roacije φ_{max} .

Kompatibilnost ponašanja elemenata i veza, koju je neophodno ostvariti prilikom projektovanja veza, najbolje se može uočiti prikazom $M-\varphi$ u bezdimenzionalnom obliku kako je dato na Slici 18.



Slika 18 Podela veza

Određivanje računskih karakteristika moment–rotacija veza greda–stub treba da bude zasnovano na teoriji potvrđenoj eksperimentalnim rezultatima. Generalno, realna $M-\varphi$ karakteristika veza greda–stub je nelinearna. Međutim, ona može uspešno da se aproksimira računskom, bilinearnom, ili trilinearnom $M-\varphi$ karakteristikom, Slika 19, pod uslovom da ona leži ispod stvarne $M-\varphi$ karakteristike.



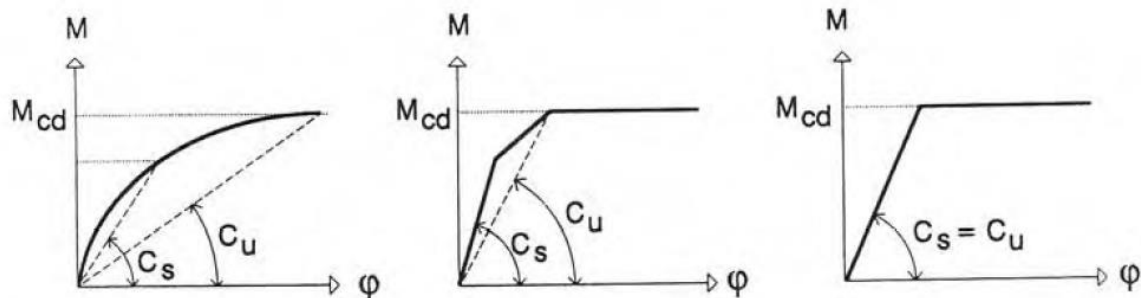
M_{cd} – računski granični moment koji može preuzeti veza

Slika 19 Stvarna, bi–linearna i tri–linearna karakteristika veza [45]

Pomoću $M-\varphi$ karakteristike definišu se tri glavna konstrukcijska svojstva veze, odnosno tri njene osnovne karakteristike, a to su:

M_{cd} – računski granični moment veze, Slika 19 koji predstavlja najveću vrednost momenta u dijagramu $M-\varphi$;

C – rotacionu krutost veze, koja predstavlja tangens ugla sekante, kako je prikazano na Slici 20 i osnovni je parametar za numeričku analizu konstrukcije sa polukrutim vezama;

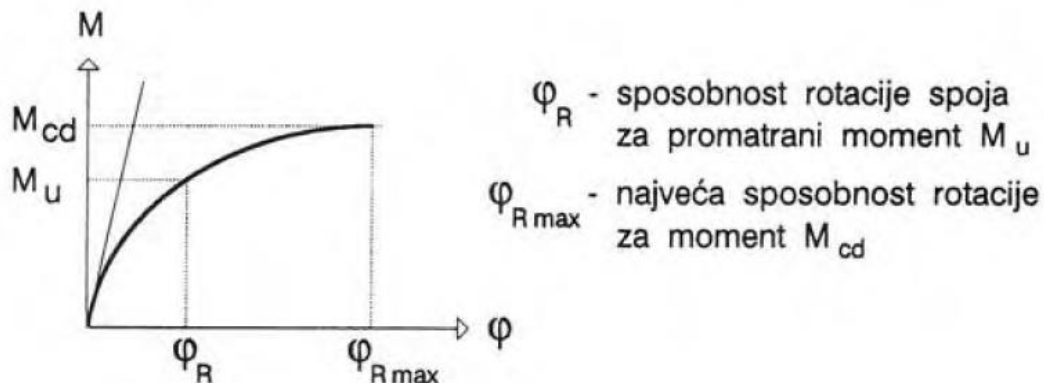


Slika 20 Rotaciona krutost veze [45]

C_s – rotaciona krutost za granično stanje upotrebljivosti;

C_u – rotaciona krutost za granično stanje nosivosti;

φ_R – kapacitet rotacije, to jest ukupni ugao rotacije veze koji se može ostvariti za posmatrani moment M_u , prema Slici 21. Za $M=M_{cd}$ imamo $\varphi=\varphi_{Rmax}$.



Slika 21 Kapacitet rotacije [45]

Nova regulativa iz oblasti proračuna čeličnih konstrukcija i veza u njihovom sastavu [74] predviđa podelu veza greda–stub prema rotacionoj krutosti ili prema računskom graničnom momentu nosivosti.

Rotacija veze zavisi od njene rotacione krutosti i momenta koji na nju deluje. Kod idealno krutih veza smatra se da je krutost na rotaciju beskonačna,

i da proizvoljan spoljašnji moment ne može prouzrokovati nikakvu deformaciju obrtanja. Kao što je pomenuto, realne konstrukcije ne mogu imati beskonačno krute veze, već se one u određenoj meri deformišu. Dakle, prema krutosti, veze mogu da se svrstaju u tri kategorije:

- nominalno zglobne veze,
- krute veze i
- polu–krute veze.

Nominalno zglobne veze treba da budu tako oblikovane i dimenzionisane da ne mogu da razviju značajan moment savijanja, koji može da ima nepovoljan uticaj na elemente konstrukcije. Ovakve veze treba da su u stanju da prenesu sile koje na njih deluju (transverzalne i eventualno aksijalne) i da omoguće slobodnu rotaciju.

Krute veze treba da osiguraju da ugao između grede i stuba posle deformacije ostane isti kao i pre deformacije konstrukcije. Ukoliko ipak dođe do promene ovog ugla, ta deformacija ne sme da ima značajan uticaj na raspodelu unutrašnjih sila i momenata u konstrukciji, kao ni na njenu ukupnu deformaciju. Deformacije krutih veza ne smeju da utiču na smanjenje otpornosti konstrukcije više od 5%. Naravno, krute veze moraju da budu u stanju da prenesu sile i momente koje se u njima javljaju usled spoljašnjeg opterećenja.

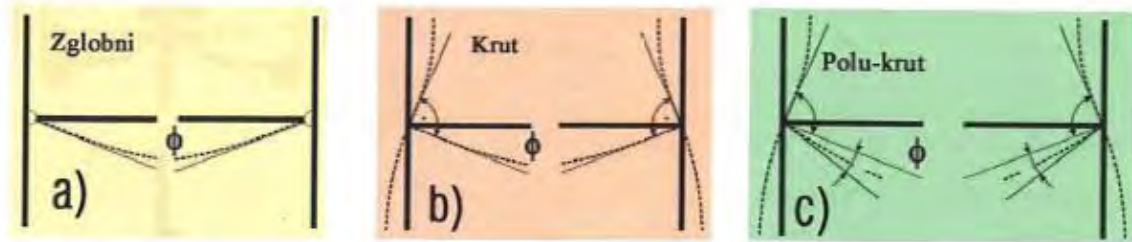
Polu–krute veze su veze koje ne ispunjavaju uslove ni za krute, ni za zglobne veze. One se dizajniraju tako da mogu da prenesu transverzalnu silu i deo momenta savijanja sa grede na stub. Koliki će biti intenzitet tog momenta zavisi od krive moment–rotacija ($M-\varphi$ karakteristika). Popustljivost polu–krutih veza, odnosno njihova relativna rotacija, mora da se uzme u obzir pri globalnoj analizi konstrukcije, bilo da se radi o analizi u plastičnoj ili elastičnoj oblasti, jer njihova deformacija utiče na raspodelu sila u presecima.

Analiza ramova sa polu–krutim vezama je veoma kompleksna, te zato njihova primena zavisi od razvoja zajedničkih karakteristika veza baziranih na eksperimentalnim dokazima. Procedura analize i projektovanja trebalo bi da bude jednostavna, tako da može biti lako prihvaćena za manuelni proračun u projektnim biroima. Napredak u istraživanju na ovu temu doveo je do rezultata koji se mogu koristiti u praktičnoj analizi i dizajnu polu–krutih veza uz pomoć računara, uz odgovarajuće proračunske pakete.

Veze se mogu klasifikovati na osnovu posebnog eksperimentalnog dokaza, značajnog iskustva u pogledu ponašanja sličnih ili istih veza na prethodno izvedenim adekvatnim objektima, ili na osnovu proračuna zasnovanog na eksperimentima. Kriterijume prema kojima se veze na osnovu

svojih $M-\varphi$ karakteristika svrstavaju u zglobne, polu–krute ili krute nije lako definisati generalno za sve vrste veza.

Na Slici 22 je ilustrovano ponašanje zglobne, krute i polu–krute veze.



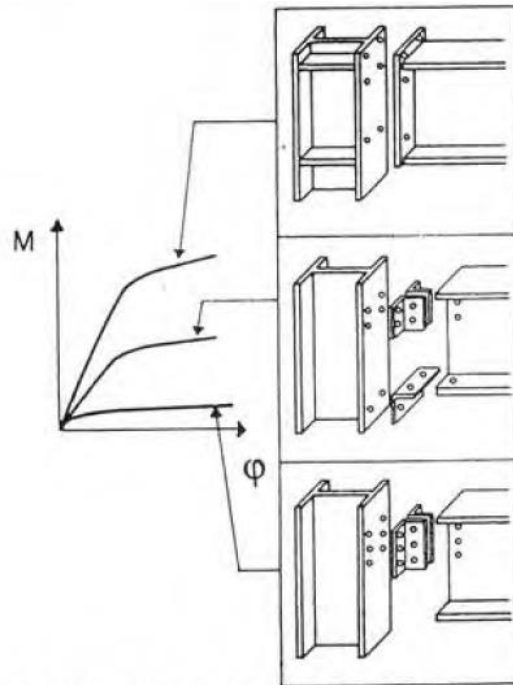
Slika 22 Ponašanje veza u zavisnosti od rotacione krutosti [49]

Kod **zglobne** veze usled momenta savijanja u polju grede, stub i dalje ostaje vertikalna, a greda rotira za ugao φ , Slika 22a. Međutim kod složenijih konstruktivnih sistema čist zglob se retko javlja jer kod većine spojeva usled postojanja ekscentriciteta nastaje moment savijanja. Ukoliko je ovaj ekscentricitet mali, može se zanemariti.

Kod **krute** veze prenošenje momenta iz grede u stub je potpuno i u tom slučaju usled momenta savijanja koji deluje na gredi ceo čvor rotira za ugao φ , Slika 22b.

U slučaju **polu–krute** veze prenošenje momenta iz grede u stub je delimično, jer veza nije u stanju da prenese ceo moment, nakon čega sledi plastifikacija u vezi što utiče na dalju deformaciju grede, Slika 22c. Dakle, usled momenta savijanja grede čvor rotira za ugao φ , zatim sledi plastifikacija u spoju i ukoliko se nastavi delovanje spoj će se ponašati kao zglob. Ukoliko je rotaciona krutost spoja veća, uz isti moment savijanja biće manja rotacija priključnih elemenata.

Mogućnost rotacije veze, to jest njena računaska karakteristika $M-\varphi$ zavisi od načina na koji je veza izvedena, kako je prikazano na Slici 23.



Slika 23 Karakteristike $M-\varphi$ u zavisnosti od konstrukcijskog oblikovanja veze [45]

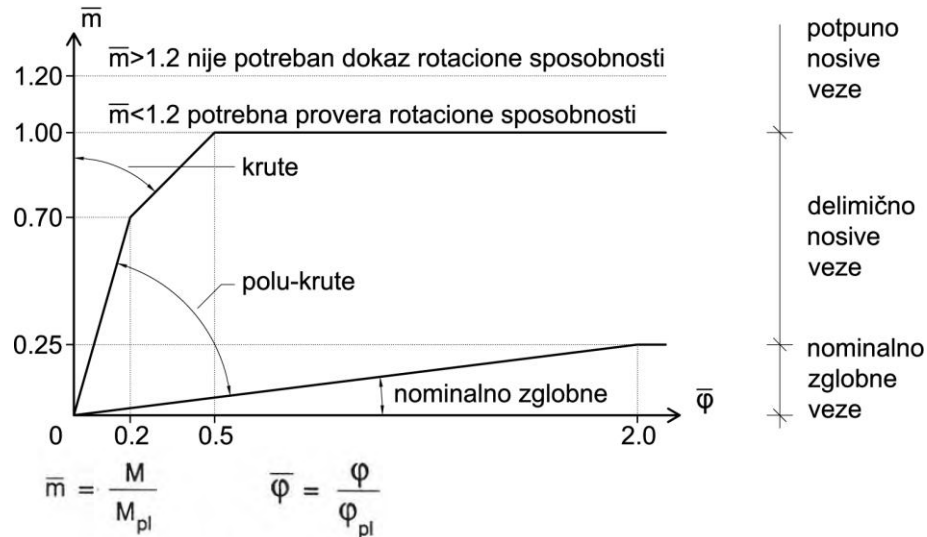
Podela veza prema nosivosti, odnosno momentne otpornosti prvi put je uvedena u [74]. Poređenjem momenta nosivosti veze sa momentom nosivosti elementa koga ona povezuje, veza može da se klasifikuje kao:

- nominalno zglobna,
- delimično nosiva i,
- potpuno nosiva.

Nominalno zglobne veze prenose samo sile čijem dejstvu su izložene, bez razvijanja značajnih momenata savijanja koji mogu da imaju nepovoljan uticaj na elemente konstrukcije. Ove veze treba da omoguće rotacije koje nastaju usled proračunskog opterećenja. Veza se može klasifikovati kao nominalno zglobna ukoliko njen moment nosivosti nije veći od 25% proračunskog momenta nosivosti koja se zahteva za potpuno nosivu vezu, pod uslovom da veza takođe ima i dovoljan kapacitet rotacije.

Potpuno nosive veze su veze čija je računaska otpornost veća ili jednaka od one koju ima element koji se vezuje. Kada je kapacitet rotacije potpuno nosive veze ograničen, treba uzeti u obzir i efekte „nadotpornosti“ elementa. Ako računaska otpornost veze iznosi barem 1,2 puta računске plastične otpornosti elementa, Slika 24, nije potrebna provera rotacionog kapaciteta veze [41]. Potrebno je da krutost potpuno nosive veze bude takva da ne bude prekoračen ni jedan od kapaciteta rotacije oformljenih plastičnih zglobova u konstrukciji pod računskim opterećenjem.

Delimično nosive veze su veze kod kojih je računaska otpornost takva da mogu da prenesu sile i momente koji na njih deluju, ali je manja od otpornosti elementa koji se vezuje. Rotacioni kapacitet delimično nosive veze na mestu gde se obrazuje plastični zglob ne treba da je manji od potrebnog da se omogući razvoj svih plastičnih zglobova oformljenih pod projektnim opterećenjem [41]. Potrebno je da krutost delimično nosive veze bude takva da ne bude prekoračen ni jedan od kapaciteta rotacije oformljenih plastičnih zglobova u konstrukciji pod računskim opterećenjem.



Slika 24 Podela veza prema krutosti i nosivosti

Na osnovu ovih podela može jasno da se uoči razlika između krutosti i nosivosti (otpornosti) veze, kao dve njene različite i nezavisne karakteristike. Tako na primer veza može biti kruta i delimično otporna, ili pak polukruta i potpuno otporna. Ovo ne važi za nominalno zglobne veze koje su isto klasifikovane i po krutosti i po otpornosti [44].

3.5. PONAŠANJE VEZA I METODE PRORAČUNA, PODELA KONSTRUKCIJA PREMA KRIVOJ $M-\varphi$

Poznavanjem složenog ponašanja veza moguće je odrediti njihove $M-\varphi$ karakteristike. Postoji zavisnost između metode proračuna konstrukcije, dimenzionisanja njenih elemenata i izbora veze i može se istaći da je izbor metode proračuna povezan sa pretpostavkama dimenzionisanja elemenata i ponašanja veza. Dakle, pretpostavke prilikom proračuna nosećeg sistema moraju biti usklađene sa ponašanjem veza između elemenata u konstrukciji.

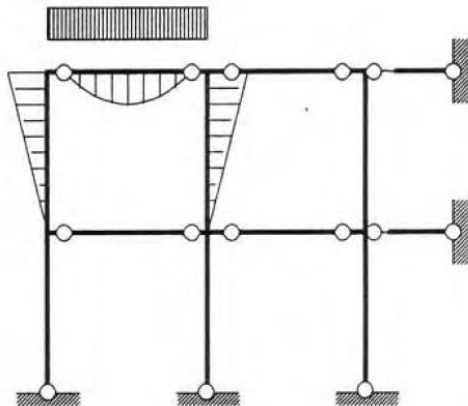
Pretpostavke prilikom proračuna elemenata moraju biti usklađene sa pretpostavkama učinjenim kod proračuna noseće konstrukcije i sa ponašanjem veza. Važno je zaključiti sledeće. Na osnovu $M-\varphi$ karakteristike veza se svrstava u jednu od navedenih grupa. Ako se sprovodi globalni proračun konstrukcije po Teoriji plastičnosti potrebno je obezbediti da se veza u dovoljnoj meri može deformisati (zaokrenuti) tako da postoji mogućnost preraspodele sila upravo onako kako je dobijeno globalnim proračunom konstrukcije. Međutim treba imati u vidu da je veza proračunata na taj način manje kruta od veze čije bi izvođenje bilo uslovljeno proračunom po Teoriji elastičnosti. U tome se ogleda usklađivnje izvođenja veze sa metodom proračuna sila u preseku.

Ukoliko se proračun konstrukcije vrši po Teoriji elastičnosti, ponašanje veza se klasifikuje prema njihovoj rotacionoj krutosti, a ukoliko se proračun konstrukcije vrši po Teoriji plastičnosti, ponašanje veza se klasifikuje prema njihovoj nosivosti, odnosno momentnoj otpornosti. Osim toga, ako se kao globalna analiza za proračun statičkih uticaja koristi Teorija plastičnosti, potrebno je razmotriti rotacioni kapacitet veze kao njenu treću karakteristiku.

Obzirom na pretpostavke prilikom dimenzionisanja elemenata, konstrukcije se mogu podeliti na sledeće tipove:

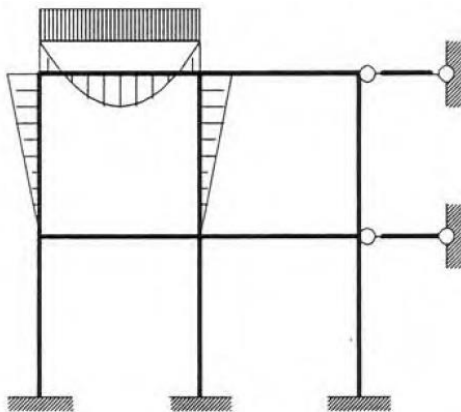
- Jednostavne (proste) konstrukcije,
- Polu-kontinualne konstrukcije i
- Kontinualne konstrukcije.

Jednostavne (proste) konstrukcije su statički određene, proračun sila u preseku sprovodi se prema Teoriji elastičnosti, a otpornost poprečnog preseka može biti elastična ili plastična. Veze između elemenata su nominalno zglobne. Dimenzionišu se tako da prenose smicanje sa grede na stub. Veze mogu preuzeti neželjene ekscentricitete, koji daju neznatne momente savijanja u stubovima, zbog opterećenja koje nije u osi stuba nego deluje na njegovom pojasu. Primer ovakve konstrukcije dat je na Slici 25.



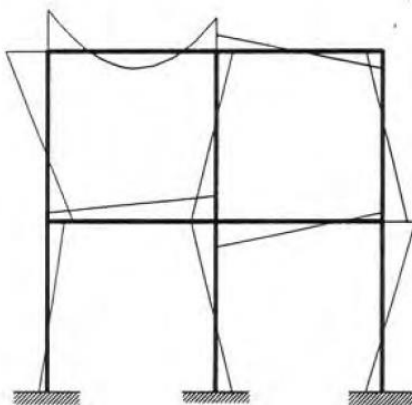
Slika 25 Prosta konstrukcija [45]

Kod **polu–kontinualnih konstrukcija** karakteristično je to da krutosti veze i elemenata koji se vezuje nisu jednake. Pri proračunu konstrukcije po Teoriji elastičnosti moment veze zavisi od krutosti veze. Pri proračunu po Teoriji plastičnosti, veza je delimično nosiva ali se mora dokazati njen kapacitet rotacije (rotacijska sposobnost). Veze se dimenzionišu tako da imaju ograničenu nosivost i mogućnost rotacije, što znači da prenose samo ograničeni deo momenta sa grede na stub. Veze se mogu delimično deformisati. Primer polu–kontinualne konstrukcije dat je na Slici 26.



Slika 26 Polu–kontinualna konstrukcija [45]

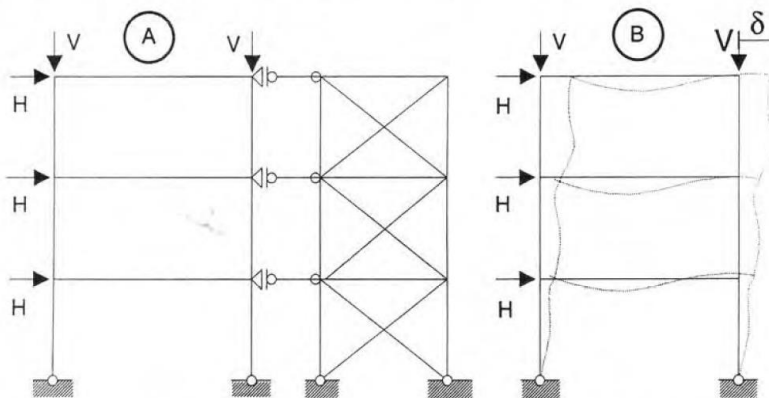
Kod **kontinualnih konstrukcija** prilikom proračunua po Teoriji elastičnosti veze između elemenata moraju biti krute, a prilikom proračunua po Teoriji plastičnosti moraju imati punu nosivost, to jest moraju imati istu nosivost kao i element koji se vezuje. To znači da se u ovom slučaju sa grede na stub prenosi veći moment savijanja nego u slučaju polu–kontinualnih konstrukcija. Kod ovih konstrukcija veze se smatraju nedeformabilnim. Primer kontinualne konstrukcije dat je na Slici 27.



Slika 27 Kontinualna konstrukcija [45]

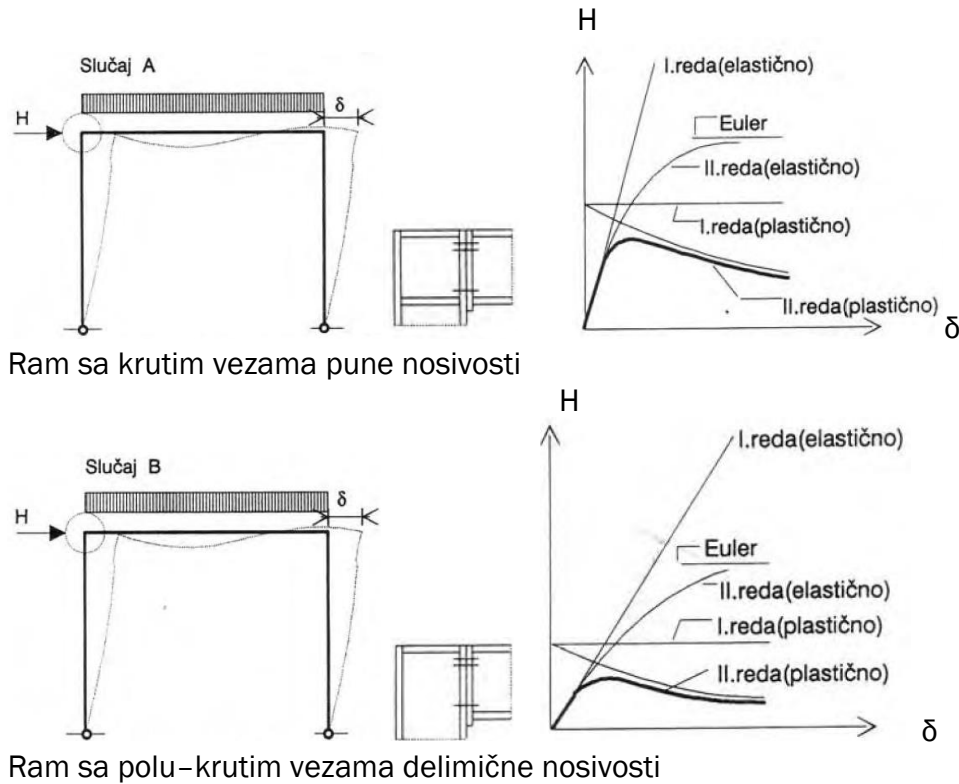
3.6. UTICAJ VEZA NA STABILNOST OKVIRA

Pored svega navedenog o složenom ponašanju veza i određivanju njihove nosivosti i krutosti, neophodno je znati i kako nosivost i krutost veza utiču na konstrukcijske sisteme. Na Slici 28 su prikazana dva okvirna sistema.



Slika 28 Horizontalno nepomerljiv (A) Horizontalno pomerljiv okvir (B) [45]

U slučaju A prikazan je horizontalno nepomerljiv okvir kod koga spregovi preuzimaju horizontalne sile. U slučaju B okvir je horizontalno pomerljiv, a horizontalne sile preuzima samostalno savijanjem rigli i stubova. Popustljivost veza u slučaju pod A ne utiče na stabilnost okvira. Kod okvira B, koji je horizontalno pomerljiv, eventualno popuštanje veza povećava horizontalni ugib δ . Proračun okvira koji nije uzeo u obzir popustljivost spojeva, može dovesti do gubitka njegove nosivosti.



Slika 29 Stabilnost i nosivost okvira zavisno od izvođenja veza greda–stub [45]

Na Slici 29 su data dva primera horizontalno pomerljivog okvira. U slučaju A veze su izvedene kao krute veze potpune nosivosti, a u slučaju B kao polu-krute veze delimične nosivosti. Na dijagramima $H-\delta$ može se videti da je Eulerova kritična kriva izvijanja u slučaju B niža nego u slučaju A, što znači da je nosivost okvira izvedenog sa polukrutim vezama manja nego nosivost okvira izvedenog sa krutim vezama.

3.7. OSNOVE PRORAČUNA VEZA PO EC3

3.7.1. OPŠTE

Evrokod 3 [74] je savremeni standard po kome se dimenzionisanje čeličnih konstrukcija i veza i nastavaka u njima vrši Metodom graničnih stanja. Proračun i dimenzionisanje nastavaka i veza na ovaj način znatno je složenije od dosadašnjeg i podrazumeva, pre svega drugačiju podelu veza, a zatim i uzimanje u obzir učešća svih komponenata veze pri njenom proračunu.

Prema [74], veze, kao deo noseće čelične konstrukcije, utiču na ponašanje konstrukcije, a samim tim i na promenu sila u presecima u konstrukciji. U

opštem slučaju, prema [74] treba uzeti u obzir uticaj ponašanja veze na raspodelu sila i momenata u presecima konstrukcije, kao i na njene ukupne deformacije. Međutim kada su ovi uticaji, deformacije i pomeranja u vezama, dovoljno mali, oni mogu da se zanemare.

Na raspodelu sila u vezi utiču krutosti svih komponenata veze, pa uticaji u svakoj komponenti veze treba da se odrede na osnovu analize čitave veze sa realnim krutostima svih njenih komponenata. Tako na primer u slučaju veze grede i stuba pomoću čeone ploče i visokovrednih zavrtnjeva, ukoliko je ploča debela, a zavrtnjevi malog prečnika, zavrtnjevi određuju raspodelu sila u vezi. Ako su, međutim, zavrtnjevi krući od čeone ploče tada će njena krutost da bude od presudnog uticaja na raspodelu sila u vezi.

Najvažnije je da se izvrši dosledna analiza, to jest da se pri proračunu svih komponenata veze primene isti principi. Na osnovu uticaja dobijenih iz proračunskog modela veze, treba da se izvrši kontrola svih spojnih sredstava i karakterističnih preseka. Osim toga, veoma je važno imati jasnu predstavu o tome kakvo ponašanje se očekuje od veze i shodno tome treba obezbediti da veza ima dovoljnu nosivost i krutost za takav vid ponašanja.

Kompleksno modeliranje ponašanja veza i montažnih nastavaka, uz uzimanje u obzir doprinosa svake komponente veze momentnoj otpornosti i krutosti veze je, sa praktičnog aspekta, dugotrajan i obiman postupak. Ipak, savremene generacije propisa, u svetu, predviđaju ovakav način proračuna, pa tako [74] definiše složene proračunske modele na osnovu kojih se analitičkim putem mogu odrediti osnovne karakteristike veza.

Raspodela sila i momenata u presecima konstrukcije zavisi od krutosti pojedinih elemenata i njihovih dužina. Pored toga, u zavisnosti od oblika i modela veze dolazi do nejednake raspodela unutrašnjih sila što utiče na deformaciju celokupnog sistema. Pred projektanta se postavlja pitanje, pre nego što se pristupi proračunu, koju i kakvu vezu odabrati, a da konstrukcija bude jednostavna za proračun, izradu i montažu, ekonomična i na kraju estetski prihvatljiva.

Da bi se definisalo kada treba uzeti u obzir uticaje ponašanja veza na globalnu analizu, u [74] su definisana sledeća tri pojednostavljena tipa modela veze:

Proste, kod kojih se pretpostavlja da veze ne prenose momente;

Kontinualne, kod kojih se može pretpostaviti da ponašanje veze ne utiče na globalnu analizu;

Polu-kontinualne, kod kojih ponašanje veze treba da se uzme u obzir pri globalnoj analizi.

3.7.2. GLOBALNA ANALIZA

U Tabeli 1 prikazane su metode globalne analize konstrukcije u zavisnosti od klasifikacije veza. Odgovarajući tip modela veze treba da se odredi prema ovoj tabeli, u zavisnosti od klasifikacije veze i izabrane metode globalne analize.

Dakle, pre početka proračuna konstrukcije, odnosno njene globalne analize po [74], prvo treba klasifikovati veze, to jest utvrditi kolika je rotaciona krutost veza ukoliko se klasifikacija vrši prema krutosti, odnosno odrediti računski moment nosivosti veze, ukoliko se klasifikacija vrši prema nosivosti, što zavisi od metode proračuna i tek tada se pristupa proračunu konstrukcije kao celine.

TABELA 1 Klasifikacija veza i metode globalnog proračuna konstrukcije

Metoda globalne analize	KLASIFIKACIJA VEZE		
	Elastična	Nominalno zglobna	Kruta
Kruto–plastična	Nominalno zglobna	Potpuno–nosiva	Delimično–nosiva
Elasto–plastična	Nominalno zglobna	Kruta i potpuno–nosiva	Polu–kruta i delimično–nosiva Polu–kruta i potpuno–nosiva Kruta i delimično–nosiva
Tip modela veze	Prost	Kontinualan	Polu–kontinualan

Ukoliko se primenjuje **elastična globalna analiza** veze treba da se klasifikuju prema njihovoj krutosti kako je navedeno u prethodnom tekstu. Veze treba da imaju dovoljnu nosivost da prenesu sile i momente koji deluju na njih, a koji su određeni globalnom analizom.

Elastična globalna analiza je klasična metoda proračuna konstrukcije koja se najčešće primenjuje u praksi. Pri elastičnoj globalnoj analizi veze posmatramo u elastičnom području, što znači da su iskorišćene do 2/3 od moguće nosivosti u plastičnom području. Podrazumeva se da su veze idealno zglobne ili idealno krute, ali kod složenijih konstruktivnih sistema treba uzeti u obzir ponašanje spojeva i njihov uticaj na celokupni sistem, dakle klasifikovati veze prema njihovoj krutosti. Kod manje zahtevnih konstrukcija može se smatrati da su veze potpuno krute ili zglobne.

Ukoliko se primenjuje **kruto–plastična globalna analiza** veze treba da se klasifikuju prema njihovoj nosivosti. Proračunski moment nosivosti za veze između H ili I preseka određuje se na osnovu raspodele unutrašnjih sila unutar same veze i proračunske nosivosti njenih osnovnih komponenata. Kapacitet rotacije veze treba da bude dovoljan da se može prilagoditi rotacijama koje se dobijaju globalnom analizom.

Ukoliko se primenjuje **elasto–plastična globalna analiza** veze treba da se klasifikuju i prema njihovoj krutosti i prema nosivosti.

3.7.3. VAZE IZMEĐU ELEMENATA H ILI I PRESEKA

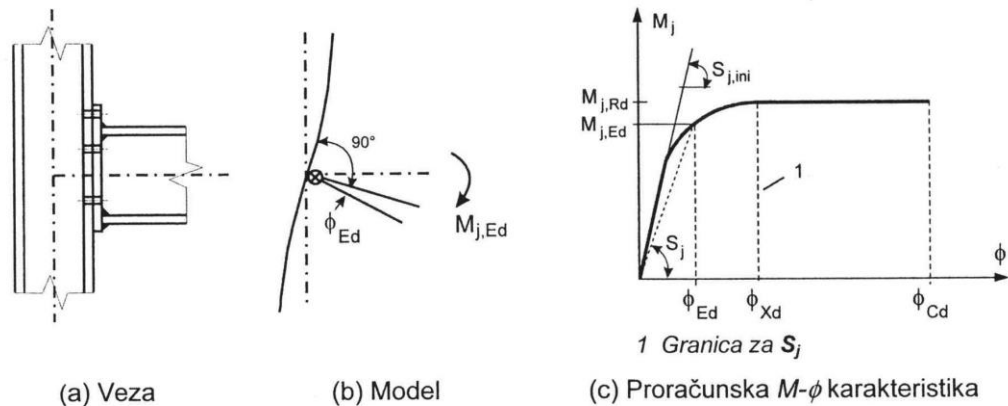
U Poglavlju 6 Evrokoda 3 [74] date su metode proračuna za određivanje konstrukcijskih svojstava veza između elemenata H ili I preseka okvirnih sistema bilo kog tipa. Pri tome veze treba da se modeliraju kao skup osnovnih komponenata. Osnovna komponenta je deo veze koji doprinosi jednom ili većem broju njenih konstrukcionih svojstava.

Proračunska $M-\varphi$ karakteristika opisuje vezu između momenta savijanja $M_{j,Ed}$ koji deluje na mestu veze i odgovarajuće rotacije φ_{Ed} koja se javlja između spojenih elemenata. Proračunska $M-\varphi$ karakteristika veze zavisi od svojstava njenih osnovnih komponenata. Prema Slici 30, jednostrana veza greda–stub može biti predstavljena rotacionom oprugom koja spaja težišne linije elemenata na mestu njihovog ukrštanja. Svojstva opruge opisuju se pomoću proračunske $M-\varphi$ karakteristike. U opštem slučaju proračunska $M-\varphi$ karakteristika je nelinearna, kako je naznačeno na Slici 30c.

Proračunska $M-\varphi$ karakteristika veze definiše tri glavna konstrukcijska svojstva veze:

- moment nosivosti,
- rotacionu krutost i
- kapacitet rotacije.

Proračunska $M-\varphi$ karakteristika veze greda–stub treba da bude konzistentna sa pretpostavkama učinjenim prilikom globalne analize konstrukcije i pri proračunu elemenata. Može se pretpostaviti da nelinearna proračunska $M-\varphi$ karakteristika za veze i stope stubova od I ili H preseka koja se koristi pri globalnoj analizi može da se pojednostavi usvajanjem bi–linearne odnosno tri–linearne aproksimacije, pod uslovom da čitava linearizovana aproksimacija leži ispod stvarne $M-\varphi$ karakteristike veze.



Slika 30 Konstrukcijska svojstva veze greda–stub [74]

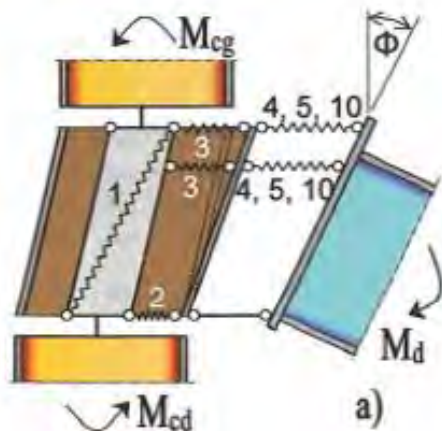
Proračunski moment nosivosti $M_{j,Rd}$ je jednak maksimalnoj vrednosti momenta $M-\phi$ karakteristike, Slika 30c. Proračunski moment nosivosti svake veze može da se odredi na osnovu raspodele unutrašnjih sila unutar same veze i proračunske nosivosti njenih osnovnih komponentata za te sile. Određivanje proračunskog momenta nosivosti greda–stub detaljno je dato u odeljku 6.2.7 Evrokoda 3. U odeljku 6.2.8 Evrokoda 3 date su metode za određivanje proračunske nosivosti stopa stubova.

Pod pojmom **rotacione krutosti** podrazumeva se odnos momenta savijanja $M_{j,Ed}$ koji deluje u čvoru „j“ i rotacije priključnih elemenata za ugao ϕ .

Rotaciona krutost S_j je sekantna krutost kako je prikazano na Slici 30c i određuje se prema odeljku 6.3.1(4) Evrokoda 3. Ovakva definicija rotacione krutosti S_j se primenjuje za proračunsku $M-\phi$ karakteristiku do rotacije ϕ_{Xd} pri kojoj moment $M_{j,Ed}$ dostiže moment nosivosti $M_{j,Rd}$, ali ne i za veće rotacije. **Početna rotaciona krutost $S_{j,ini}$** je jednaka nagibu $M-\phi$ karakteristike u elastičnoj oblasti i određuje se kako je dato u odeljku 6.3.1 Evrokoda 3.

Rotaciona krutost veze treba da se odredi na osnovu fleksibilnosti njenih osnovnih komponentata, koje su predstavljene elastičnim koeficijentima krutosti k_i za svaku komponentu. Koeficijenti krutosti sračunavaju se na osnovu obrazaca datih u Tabeli 6.11 odeljka 6.3.2 Evrokoda 3, a u Tabelama 6.9 i 6.10 dato je koje od koeficijenata k_i treba uzeti u obzir za pračun odgovarajuće veze.

Na Slici 31 je dat primer deformisane veze greda–stub sa čeonom pločom, gde su prikazani položaji pozicija za odgovarajuće koeficijente krutosti, koji su navedeni u daljem tekstu.



Slika 31 Položaj pozicije za koeficijent krutosti [49]

- k_1 – smičuće polje rebra stuba,
- k_2 – rebro stuba opterećeno pritiskom,
- k_3 – rebro stuba opterećeno zatezanjem,
- k_4 – nožica stuba opterećena savijanjem,
- k_5 – čeona ploča opterećena savijanjem,
- k_{10} – zavrtnjevi opterećeni zatezanjem.

Proračunski kapacitet rotacije veze φ_{cd} je jednak maksimalnoj rotaciji M – φ karakteristike Slika 30c i određuje se kako je dato u odeljku 6.4 Evrokoda 3 [74].

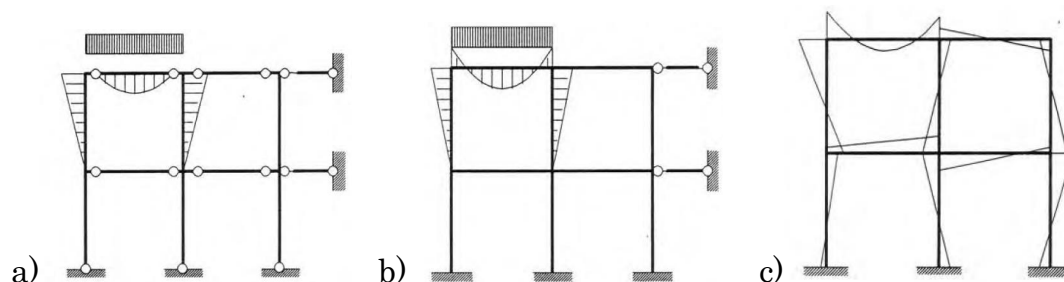
3.8. KONSTRUKCIJSKO OBLIKOVANJE OSLONAČKIH VEZA NOSAČA I STUBOVA

3.8.1. OPŠTE

Obzirom da konstrukcijski detalji svih veza treba da omoguće ostvarenje pretpostavki koje su usvojene u odgovarajućoj metodi proračuna, bez negativnog uticaja ostale delove konstrukcije, konstrukcijsko oblikovanje veza prdstavlja veoma značajnu fazu u procesu projektovanja konstrukcije.

Pre nego što se pristupi konstrukcijskom oblikovanju veza između greda i stubova neophodno je razmotriti okvire višespratnih zgrada sa dva aspekta. Prvo, treba uočiti razliku između horizontalno pomerljivih okvira i horizontalno nepomerljivih okvira. Horizontalno pomerljivi okviri se

horizontalnim silama suprotstavljaju samostalno, savijanjem rigli i stubova. Kod okvira koji se smatraju horizontalno nepomerljivim, horizontalne sile se preuzimaju pomoću spregova, krutih panela ili betonskog jezgara, uključujući i krutu međuspratnu konstrukciju koja je povezana za ove vertikalne elemente stabilnosti. Drugo, treba razlikovati pretpostavljene načine ponašanja veza okvira pod gravitacionim opterećenjem, Slika 32.



Slika 32 Postupci proračuna okvira [45]

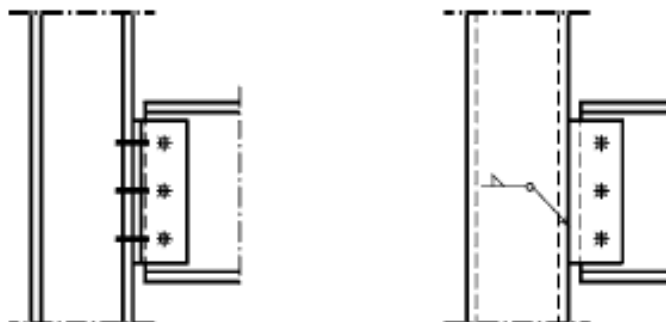
- a) **Zglobne veze** dimenzionišu se samo za prenos transverzalne sile sa grede na stub, uz pojavu neizbežnog ekscentriciteta prilikom spajanja grede za nožicu stuba. Očigledno je da se zglobne veze mogu upotrebljavati samo u horizontalno nepomerljivim okvirima.
- b) **Polu–krute veze** poseduju konačnu rotacionu krutost i otpornost, pa zbog toga prenose jedan određeni deo momenta savijanja sa grede na stub. Očigledno je da su ovi momenti manji nego u slučaju okvira sa krutim vezama. Kao i zglobne veze primenjuju se u horizontalno nepomerljivim okvirima.
- c) **Krute veze** primenjuju se u horizontalno pomerljivim okvirima.

3.8.2. ZGLOBNE VEZE

Primena nosača tipa proste grede je veoma česta u čeličnim konstrukcijama. Stoga su konstruktivno razrađeni mnogi sistemi zglobnih veza. Način konstruisanja ovakvih veza zavisi od inteziteta oslonačkih reakcija, ponašanja pri deformaciji i odnosa gabarita nosača koji se vezuju. Optimalno rešenje je ono koje zahteva minimalne troškove izrade i jednostavno je za montažu. Zglobne veze mogu se izvoditi zavarivanjem ili zavrtnjevima. Zglobne veze sa zavrtnjevima se najčešće izvode pomoću priključnih limova ili ugaonika, Slika 33, ali postoje i drugi načini njihovog izvođenja, te se može reći da se u savremenim čeličnim konstrukcijama najčešće primenjuju sledeće vrste zglobnih veza ostvarenih zavrtnjevima:

- veze sa priključnim limom,
- veze sa priključnim ugaonicima,

- veze sa čeonom pločom,
- veze pomoću stolice.



Slika 33 Primeri zglobnih veza nosača za stub [44]

Zglobne veze uglavnom se ostvaruju samo preko rebra nosača. Dimenzionišu se tako da mogu da prenesu transverzalnu silu V , odnosno oslonačku reakciju R . Ovakve veze poseduju izvesnu rotacionu krutost, ali je ona, zbog izražene fleksibilnosti elemenata za spajanje (ugaonici i zavrtnjevi) i male torzione krutosti I–profila veoma mala, pa se u praksi zanemaruje.

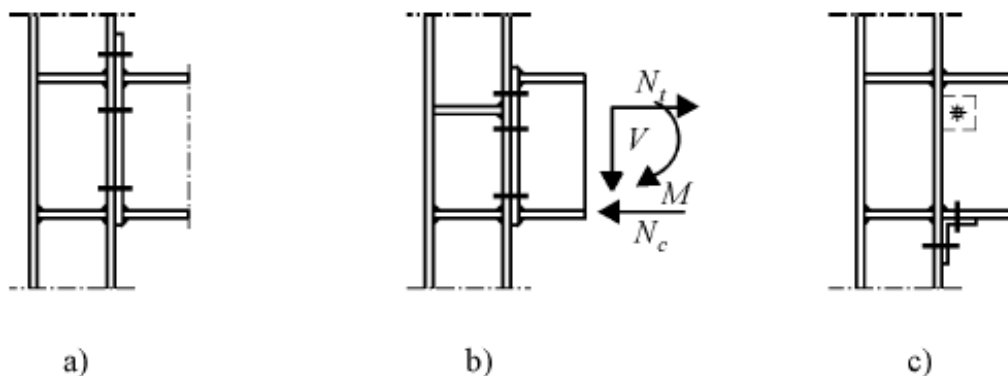
3.8.3. KRUTE VEZE

Kao i zglobne, i krute veze imaju veliku primenu u metalnim konstrukcijama, kako u mostogradnji tako i u zgradarstvu. Uglavnom se koriste kod veza nosača pod uglom kod jakih grednih roštilja, kao i kod veza greda sa stubovima okvirnih nosača. Prednost krutih veza u odnosu na zglobne ogleda se u tome što se u konstrukciji javljaju znatno manje deformacije i što se dobija povoljnija preraspodela unutrašnjih sila. Ove prednosti krutih veza, sa druge strane moraju da se kompenzuju dodatnim elementima i spojnim sredstvima u vezi. I pored toga, krute veze su nezamenljive kod okvirnih konstrukcija u zgradarstvu i kod dinamički opterećenih konstrukcija kao što su mostovi, gde se veze podužnih i poprečnih mostovskih nosača uvek izvode kao krute.

Karakteristični tipovi krutih veza između nosača i stuba prikazane su na slici 34. Krute veze mogu da se ostvare pomoću čeone ploče, koja se zavaruje za nosač po čitavom njegovom obimu, a za stub se vezuje prednapregnutim visokovrednim zavrtnjevima. Čeone ploče mogu da budu sa prepustom, Slika 34a ili bez prepusta, Slika 34b.

Krute veze se mogu ostvariti i zavarivanjem, Slika 34c. Mana zavarene veze je što se zavarivanje vrši na gradilištu, pa je izrada veze komplikovanija i

sporija, a kvalitet šavova lošiji. Pri izradi ovakvih veza neophodno je da se predvide privremene montažne stolice i oslonci, kako bi se nosač privremeno fiksirao pre zavarivanja.

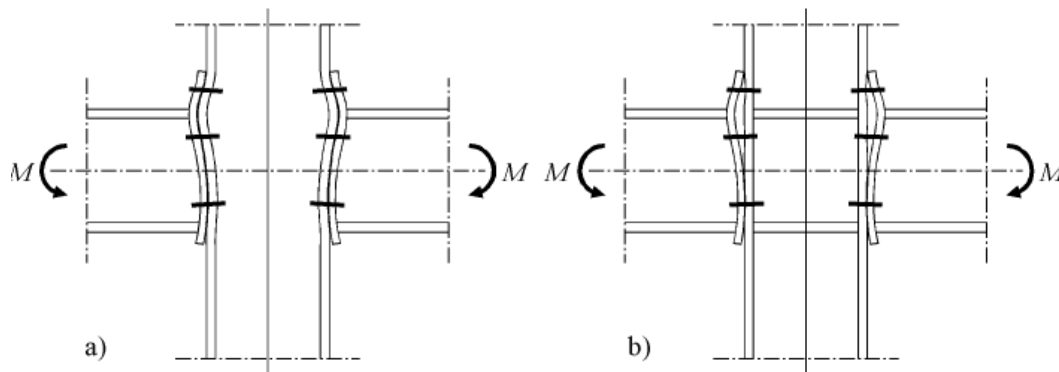


Slika 34 Primeri krutih veza nosača i stuba [44]

Nožica stuba je, osim globalnih uticaja (sila pritiska i moment savijanja u stubu), opterećena i lokalnim uticajima savijanja. Na Slici 35 su prikazane deformacija nožice stuba na mestu veze za slučaj neukrućenog (a) i ukrućenog rebra (b). Ispitivanja nosivosti ovakvih veza pokazala su, međutim, da dodatno lokalno naprezanje koje proističe od spoja sa nosačem ne utiče osetno na graničnu nosivost nožice. Takođe je zaključeno da tanje nožice stuba prouzrokuju povećanje deformabilnosti veze. Debljina nožice stuba na mestu veze zavisi od prečnika zavrtnjeva i tipa veze i njena debljina je propisana. Kada je jedna nožica stuba manja od propisane moraju se preduzeti sledeće konstruktivne mere:

a) ako je rebro stuba neukrućeno, u oblasti nožice nosača zavaruju se ukrućenja čime se smanjuje potrebna debljina nožice;

b) ako je rebro stuba ukrućeno, postavljaju se kontra pločice, ukoliko nisu zadovoljeni naponski uslovi.



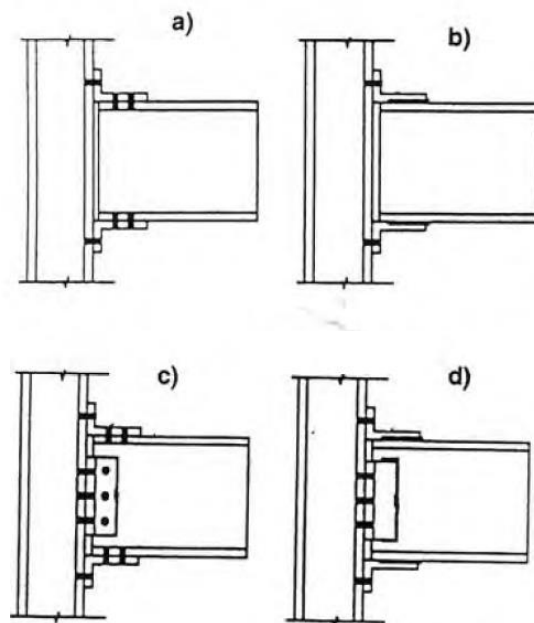
Slika 35 Deformacija nožice stuba u zoni veze [44]

I pored ovih mera debljina nožice stuba ne sme da bude manja od polovine debljine čelone ploče.

Ukoliko rebro stuba nije ojačano ukrućenjima, mora da se dokaže nosivost i stabilnost smičućeg polja rebra stuba. Domaći propisi ne predviđaju ovakve veze, bez ukrućenja u pravcu nožica grede. Evrokod 3 detaljno analizira ponašanje ovakvih veza i daje analitičke izraze za njihov proračun. Ukoliko nisu zadovoljeni naponski uslovi vrši se ojačanje rebra stuba. Međutim, treba biti vrlo obazriv pri primeni rešenja bez ukrućenja stuba i primenjivati ih samo kada za to postoje opravdani razlozi.

3.8.4. POLU–KRUTE VEZE

Polu–krute veze prenose manji moment savijanja nego što je moment nosivosti nosača koji se vezuje. U slučaju veze sa gornjim i donjim ugaonikom Slika 36, koja se primenjuje i kao zglobna, razlika u odnosu na zglobnu vezu je samo u debljini kraka gornjeg ugaonika. Kod zglobne veze debljina kraka ugaonika je manja kako bi se ugaonik slobodno deformisao, da se ne bi dobila veza koja ima otpornost na savijanje, zbog potrebne rotacije.

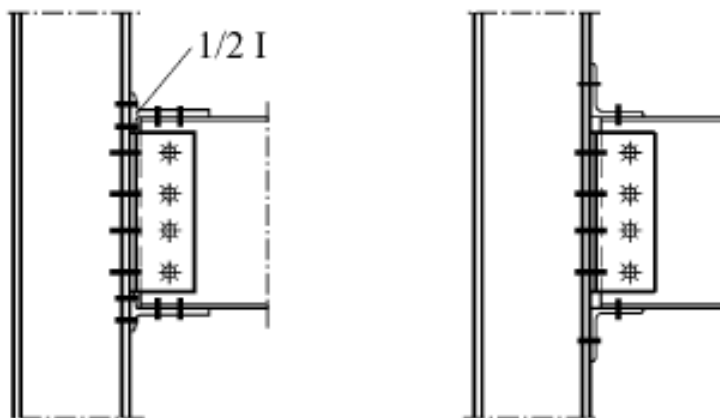


Slika 36 Primeri polu–krutih veza grede i stuba [45]

Slika 37 pokazuje da momentne, polu–krute veze, mogu da se ostvare i bez zavarivanja, dakle samo pomoću zavrtnjeva. Ovakve veze zahtevaju dodatne

elemente u vidu T ili L valjanih profila, preko kojih se, pomoću zavrtnjeva, vrši indirektno prenošenje presečnih sila. Prednosti ovakvih veza su brza i jednostavna montaža, manji zahtevi u pogledu kvalifikovanosti radnika na montaži, jednostavnija izrada u radionici, što bitno utiče na ukupnu cenu veze, pa i čitave konstrukcije. Kao osnovni nedostaci ovakvih veza mogu se navesti nešto veći utrošak čelika (zbog dodatnih elemenata), kao i veća deformabilnost veze. Ovakve veze imaju posebno veliku primenu u SAD [44].

Na Slikama 36 i 37, koje prikazuju detalje polu–krutih veza, uočava se odsustvo dodatnih ukrućenja u stubu u pravcu nožica nosača koji se vezuje, što ove veze čini deformabilnim, a samim tim smanjuje mogućnost prenosa celog momenta savijanja iz grede u stub, te se one u proračunima moraju tretirati kao polu–krute veze.



Slika 37 Momentne veze [44]

4. UTVRĐIVANJE TIPOLOGIJE SISTEMA, ZAVISNO OD REŠENJA OSLONAČKIH VEZA

4.1. OPŠTE

Predmet i cilj ove doktorske disertacije, kako je navedeno u uvodnom delu rada, jeste analiza prostorne stabilnosti čeličnih konstrukcija višespratnih zgrada visine do 25 spratova, u zavisnosti od izbora tipa veza, zglobne ili krute, i njihovog rasporeda u konstrukcijskom sistemu zgrade.

U cilju dobijanja što merodavnijih rezultata i izvođenja verodostojnih zaključaka, analizirane su dve velike grupe sistema zgrada, za četiri različite spratnosti, P+9, P+14, P+19 i P+24, visine redom: 30 m, 45 m, 60 m i 75 m, a koje imaju identičnu osnovu, dimenzija 32x32 m. Jednu grupu sistema činili su sistemi sa armirano–betonskim jezgrom u središnjem delu osnove, a drugu grupu sistemi bez armirano–betonskog jezgra. Za obe navedene grupe, razmatrano je po 14 različitih sistema za koje su formirani prostorni proračunski modeli, a obzirom da je analiza sprovedena za četiri različite spratnosti, obuhvaćeni su isti sistemi različite visine. Praktično, za svaku navedenu spratnost razmatrano je po 14 sistema, kako sa armirano–betonskim

jezgrom, tako i bez jezgra, sa različitim rešenjem oslonačkih veza, odnosno različitim rasporedom zglobnih i krutih veza između tavaničnih nosača i stubova i različitim rasporedom zglobnih i krutih veza između stubova i temeljne konstrukcije. Sistemi bez armirano–betonskog jezgra odgovaraju sistemima sa armirano–betonskim jezgrom po rešenju oslonačkih veza, odnosno po rasporedu zglobnih i krutih veza u konstrukciji, samo ne poseduju jezgro.

Svi analizirani sistemi podeljeni su u tri grupe:

- Uniformni sistemi,
- Pretežno uniformni sistemi i
- Delimično uniformni sistemi.

4.2. UNIFORMNI SISTEMI

Uniformni sistemi sadrže samo jedan tip veze u celoj konstrukciji, kako između tavaničnih nosača i stubova, tako i između stubova i temeljne konstrukcije. U ovu grupu svrstana su dva tipa i to:

- Sistemi sa zglobnim vezama i
- Sistemi sa krutim vezama.

4.3. PRETEŽNO UNIFORMNI SISTEMI

U pretežno uniformne sisteme svrstana su takođe dva tipa sistema, sistem sa pretežno krutim, odnosno sistem sa pretežno zglobnim vezama i to:

- Sistem sa zglobnim vezama tavaničnih nosača i stubova i krutim vezama stubova sa temeljnom konstrukcijom i
- Sistem sa krutim vezama tavaničnih nosača i stubova i zglobnim vezama stubova sa temeljnom konstrukcijom.

4.4. DELIMIČNO UNIFORMNI SISTEMI

Svi ostali sistemi svrstani su u delimično uniformne sisteme. Ovi sistemi imali su različit raspored zglobnih i krutih veza u konstrukciji, ali se prilikom formiranja ovih sistema težilo da te veze uvek budu simetrično raspoređene. U ovu grupu svrstani su sledeći sistemi sa armirano–betonskim jezgrom:

- Sistem sa krutim vezama svih nosača za stubove, zglobnim vezama stubova sa temeljnom konstrukcijom i zglobnim vezama nosača sa armirano–betonskim jezgrom;
- Sistem sa zglobnim vezama svih nosača za stubove, krutim vezama stubova sa temeljnom konstrukcijom i krutim vezama nosača sa armirano–betonskim jezgrom;
- Sistem sa pretežno zglobnim vezama, sem krutih veza tavaninih nosača i stubova u fasadnim ramovima;
- Sistem sa pretežno krutim vezama, sem zglobnih veza tavaninih nosača i stubova u fasadnim ramovima;
- Sistem sa pretežno krutim vezama, sem zglobnih veza tavaninih nosača sa spoljašnjim stubovima;
- Sistem sa pretežno zglobnim vezama, sem krutih veza tavaninih nosača sa spoljašnjim stubovima;
- Kombinovani sistem sa pretežno krutim vezama i zglobnim vezama stubova sa temeljnom konstrukcijom, tavaninih nosača sa armirano–betonskim jezgrom i tavaninih nosača sa stubovima u pravcu zidova armirano–betonskog jezgra i spoljašnjim stubovima;
- Kombinovani sistem sa pretežno zglobnim vezama i krutim vezama stubova sa temeljnom konstrukcijom, tavaninih nosača sa armirano–betonskim jezgrom i tavaninih nosača sa stubovima u pravcu zidova armirano–betonskog jezgra i spoljašnjim stubovima;
- Sistem sa pretežno krutim vezama, sem zglobnih veza središnjih tavaninih nosača sa stubovima;
- Sistem sa pretežno zglobnim vezama, sem krutih veza središnjih tavaninih nosača sa stubovima.

Takođe, ovde su svrstani i svi ostali sistemi bez armirano–betonskog jezgra, koji po rešenju oslonačkih veza odgovaraju prethodno nabrojanim sistemima.

5. NUMERIČKA ANALIZA PROSTORNE STABILNOSTI NA MODELIMA UTVRĐENIH TIPOVA SISTEMA ZA RAZLIČITU SPRATNOST ZGRADA

5.1. FORMIRANJE NUMERIČKIH MODELA

5.1.1. OPŠTE

Ključni korak pri analizi i projektovanju konstrukcije predstavlja njenu transformaciju u model koji će najrealnije oslikavati njeno ponašanje pod opterećenjem. Proračunski modeli predstavljaju skup međusobno povezanih elemenata koji čine konstrukciju. Da bi se jedna realna konstrukcija aproksimirala proračunskim modelom moraju se učiniti izvesne idealizacije. Modelom se idealizuje geometrija konstrukcije, način oslanjanja, veze štapova u čvorovima, opterećenje, kao i mehanička svojstva materijala u konstrukciji. Idealizovani model za analizu neke konstrukcije nije jednoznačno određen. Za analizu nekog problema može se definisati bekonačno mnogo modela. Pri tome, uvek se nastoji da idealizovani model što bolje aproksimira stvarnu

konstrukciju i da je što jednostavniji i pogodan za praktičnu primenu. Ova dva uslova su obično u suprotnosti, tako da je izbor idealizovanog modela neka vrsta kompromisa između ta dva uslova [41].

Optimalan proračunski model koji simulira ponašanje stvarnog sistema, trebalo bi da obezbedi dovoljnu pouzdanost u predviđanju njegovog ponašanja. Greške i propusti pri modeliranju mogu da budu uzrok ozbiljnih problema kasnije, nakon izgradnje objekta. Takođe, pri proračunu modela treba imati u vidu da će tačnost rezultata uvek zavisti od tačnosti najmanje tačne faze u postupku proračuna. Ali ako je, na primer, tačnost određivanja opterećenja mala, kao što je slučaj kod seizmičkog opterećenja, onda veoma komplikovan model i velika tačnost proračuna ne doprinose mnogo tačnosti rezultata [40]. Dakle, ne mora da znači da se povećanjem komplikovanosti modela i proračunske metode povećava i tačnost rezultata.

U toku poslednjih pedeset godina došlo je do znatnih promena u načinu proračuna inženjerskih konstrukcija. Tradicionalne metode proračuna, koje su prilagođene uglavnom klasičnim računskim sredstvima, a ujedno i limitirane njihovim skromnim mogućnostima, ustupaju mesto savremenim metodama numeričke analize, koje se zasnivaju na primeni elektronskih računara [14]. Razvojem elektronskih računara stvoreni su novi uslovi za analizu i proračun složenih inženjerskih konstrukcija, koji se ogledaju u mogućnosti primene znatno tačnijih teoretskih osnova od onih na kojima se zasnivaju klasične metode proračuna kao i u mogućnosti izbora računskog modela kojim se potpunije obuhvata geometrija, granični uslovi, opterećenje i drugi spoljnji uticaji, kao i u tačnijoj, bržoj i ekonomičnijoj analizi usvojenog računskog modela.

Razvojem novih numeričkih metoda zasnovanih na primeni računara, omogućen je opšti progres u projektovanju i izgradnji svih vrsta konstrukcija. Među savremenim metodama numeričke analize Metod konačnih elemenata zauzima visoko mesto. Zbog svoje dosta jednostavne matematičke formulacije i očiglednog fizičkog značenja Metod konačnih elemenata je danas najefikasniji i najčešće primenjivani metod u rešavanju različitih zadataka Mehanike kontinuuma. Široka rasprostranjenost ovog metoda može se objasniti i postojanjem velikog broja opštih programa za računare, sa visokim stepenom automatizacije kod generisanja mreže konačnih elemenata, formiranja i rešavanja velikog broja algebarskih jednačina, kao i pogodne numeričke i grafičke interpretacije dobijenih rezultata.

Osnovna ideja Metoda konačnih elemenata zasniva se na, takozvanoj, fizičkoj diskretizaciji kontinuuma, koja je veoma stara, otprilike koliko i ljudsko nastojanje da se teško rešvi problemi zamene jednostavnijim, za koje je lakše naći rešenje [14]. Postoji veliki broj postupaka i metoda numeričke anlike

kojim se rešenja zadataka Mehanike kontinuuma svode na područije algebre, odnosno rešenja odgovarajućih diskretnih sistema.

Metod konačnih elemenata spada u *metode diskretne analize*. Za razliku od ostalih numeričkih metoda, koje se zasnivaju na matematičkoj diskretizaciji jednačina graničnih problema, Metod konačnih elemenata se zasniva na fizičkoj diskretizaciji razmatranog domena. Umesto elemenata diferencijalno malih dimenzija, osnovu za razmatranje predstavlja deo domena konačnih dimenzija, *poddomen* ili *konačni element*. Zbog toga su osnovne jednačine pomoću kojih se opisuje stanje u pojedinim elementima, a pomoću kojih se formuliše i problem u celini, umesto diferencijalnih ili integralnih, obične algebarske. Sa stanovista fizičke interpretacije, ovo znači da se razmatrani domen, kao kontinuum sa beskonačno mnogo stepeni slobode, zamenjuje diskretnim modelom međusobno povezanih konačnih elemenata, sa konačnim brojem stepeni slobode. Pošto je broj diskretnih modela za jedan granični problem neograničeno veliki, osnovni zadatak je da se izabere onaj model koji najbolje aproksimira odgovarajući granični problem. Iako nema egzaktnih kriterijuma koji obezbeđuju izbor najboljeg diskretnog modela, što je u velikoj meri stvar inženjerske intuicije i kvalitativnog poznavanja prirode razmatranog problema, Metoda konačnih elemenata, kao i niz primera njene primene u analizi i proračunu različitih problema, omogućavaju da se dođe do odgovora na ovo veoma važno pitanje.

Sušтина aproksimacije kontinuuma primenom Metode konačnih elemenata sastoji se u sledećem:

1) Razmatrani domen kontinuuma, pomoću zamišljenih linija, površi, ili zapremina, deli se na određeni broj poddomena konačnih dimenzija. Pojedini poddomeni se nazivaju *konačni elementi*, a njihov skup za ceo domen *sistem ili mreža konačnih elemenata*.

2) Pretpostavlja se da su konačni elementi međusobno povezani u konačnom broju tačaka, koje se usvajaju na konturi elementa. Te tačke se nazivaju *čvorne tačke ili čvorovi*.

3) Stanje u svakom konačnom elementu (npr. polje pomeranja, deformacija, naprežanja, rasprostiranja temperature i sl.) opisuje se pomoću *interpolacionih funkcija i konačnog broja parametara u čvorovima* koje predstavljaju *osnovne nepoznate veličine* u Metodu konačnih elemenata.

4) Za analizu i proračun sistema konačnih elemenata važe svi principi i postupci koji važe za klasične diskretne sisteme.

Obzirom da se suština Metode konačnih elemenata sastoji u tome da se svi konstrukcijski elementi u okviru konstrukcijskog sklopa zgrade predstave skupom odgovarajućih manjih, konačnih elemenata, za analizu inženjerskih konstrukcija razvijene su posebne vrste konačnih elemenata za linijske sisteme, površinske sisteme i trodimenzionalna tela. U svakoj kategoriji egzistira veliki broj konačnih elemenata koji se međusobno razlikuju po

obliku, broju nepoznatih generalisanih pomeranja, kao i načinu aproksimacije polja osnovnih nepoznatih u elementu.

Osnovno pravilo prilikom formiranja mreže konačnih elemenata je da ona mora biti što je moguće homogenija, to jest dimenzije konačnih elemenata što ujednačenije, a konačni elementi moraju biti povezani u njihovim čvorovima. Gustina mreže konačnih elemenata važna je sa stanovišta tačnosti dobijenih rezultata proračuna. Bolja tačnost proračuna dobija se konačnim elementima manje veličine, ali se vreme proračuna znatno povećava što su dimenzije elemenata manje, to jest njihov broj veći. Tako da za zadovoljenje oba potrebna uslova pri proračunu treba naći neko optimalno rešenje.

U ovom radu, obzirom na mogućnosti primenjenog programa, korišćena su tri tipa konačnih elemenata, pločasti, gredni i granični (oslonački), koje program generiše samostalno, nakon zadavanja gustine mreže.

Pločasti konačni elementi korišćeni su za modeliranje međuspratnih ploča i zidova. Ovaj tip elemenata može da trpi naprezanja u svojoj ravni i naprezanja upravno na svoju ravan, to jest od savijanja. Pri generisanju mreže broj nepravilnih četvorougao i trougao i konačnih elemenata, koji se koriste samo na mestima gde je geometriju nemoguće opisati pravilnim četvorougao i elementima, program automatski svodi na minimum. Gredni konačni elementi korišćeni su za modeliranje nosača u okviru međuspratnih konstrukcija, to jest za nosače na koje se ploča neposredno oslanja. Rezultati proračuna sila u presecima u linijskim elementima u konstrukciji dati su na krajevima grednih konačnih elemenata. Dimenzije grednih konačnih elemenata su jednake sa zadatim dimenzijama pločastih konačnih elemenata. Granični konačni elementi se raspoređuju prilikom generisanja mreže konačnih elemenata samo na mestima gde su predviđeni linijski ili tačkasti oslonci, to jest na mestima oslanjanja stubova i zidova.

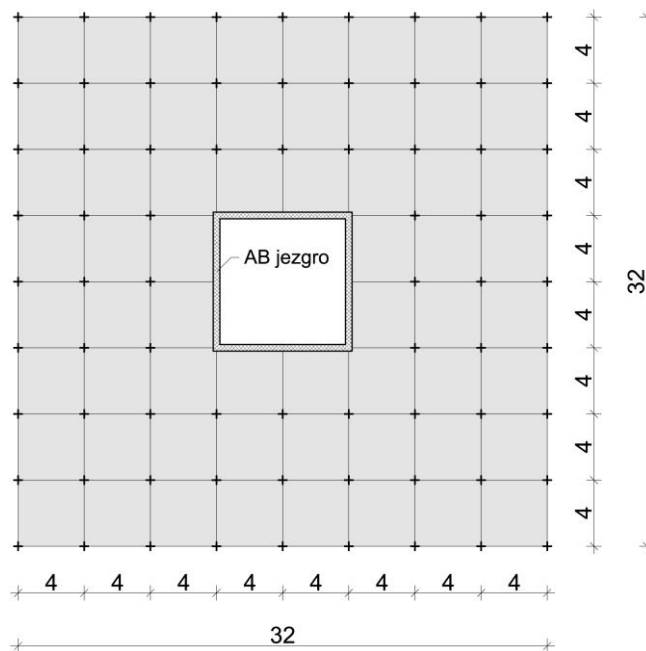
5.1.2. IZRADA NUMERIČKIH MODELA

Izrada prostornih numeričkih modela prethodno definisanih tipova sistema, kao i njihov proračun i analiza sprovedeni su u programu Tower. Ovaj program namenjen za sveobuhvatnu analizu statičkih i dinamičkih uticaja u prostornim konstrukcijama od betona, čelika ili drveta, primenom Metoda konačnih elemenata. Prednost proračuna konstrukcije u prostoru ogleda se u realnijem sagledavanju ponašanja čitave konstrukcije pod opterećenjem, naročito ukoliko se u modele, sem čistog skeleta, uključe i betonske ploče i zidovi. U ovako definisanim prostornim numeričkim modelima, prilikom proračuna, program uzima u obzir sadejstvo betonskih ploča i zidova sa čeličnim nosačima i stubovima, obzirom na poznata fizička i mehanička

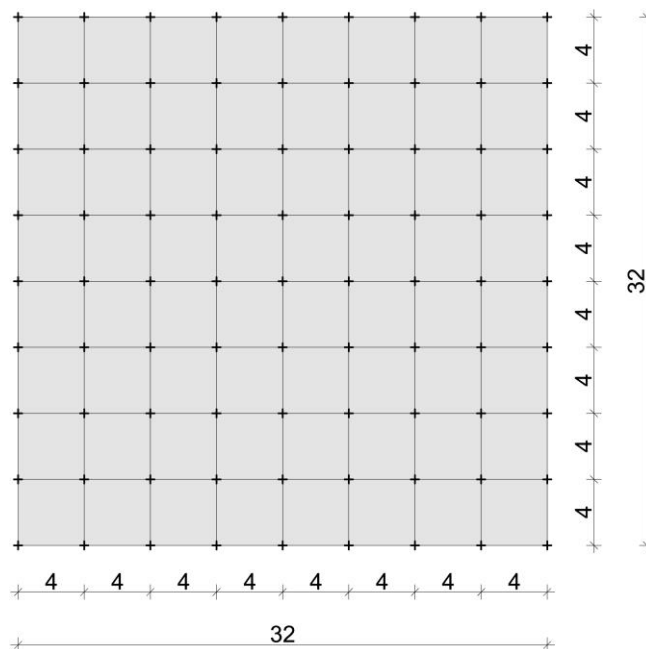
svojstva ovih materijala. Ovakav proračun moguće je uraditi samo na računaru, isključivo primenom Metoda konačnih elemenata.

U toku rada, formirano je ukupno 112 modela, i to za svaku od četiri predviđene spratnosti po 14 modela sa armirano–betonskim jezgrom i 14 modela bez armirano–betonskog jezgra, saglasno definisanim tipovima sistema. Svi izrađeni modeli sadrže kompletnu noseću skeletnu konstrukciju od čelika, zatim, armirano–betonske međuspratne konstrukcije, temeljnu ploču na elastičnoj podlozi, obimne armirano–betonske zidove podruma i armirano–betonsko jezgro (sem kod modela bez jezgra). Modeli veće spratnosti sa armirano–betonskim jezgrom sadrže i neophodne spregove za ukrućenje. U svim modelima je izostavljena fasadna konstrukcija, pregradni zidovi kao i stepeništa i podesti.

Predmetne konstrukcije zgrada, kao i njihovi numerički modeli, imaju identične dimenzije u osnovi za sve četiri analizirane spratnosti, koje iznose 32x32m, Slike 38, 39. Osovinski raster stubova je konstantan i iznosi 4,0 m u oba ortogonalna pravca, to jest po 8 rasternih polja u oba pravca. Tavanična polja su, dakle, kvadratnog oblika i poklapaju se sa rasternim poljima. Tavanične konstrukcije su monolitne armirano–betonske ploče debljine 12 cm, koje poseduju dovoljnu krutost u svojoj ravni za prijem i prenošenje horizontalnih sila do vertikalnih elemenata za ukrućenje. Debljina ploča usvojena je prema Pravilniku o tehničkim normativima za beton i armirani beton [71].



Slika 38 Osnova analiziranih sistema sa jezgrom

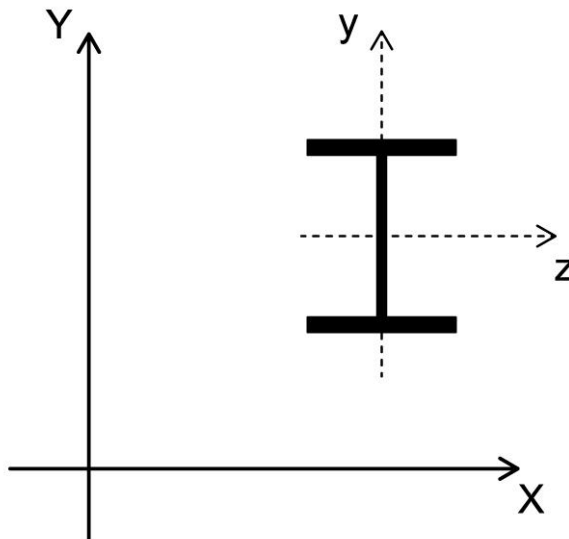


Slika 39 Osnova analiziranih sistema bez jezgra

Pri modeliranju položaja tavaničnih nosača u odnosu na međuspratnu ploču izvršena je nivelacija, te su svi tavanični nosači tako postavljeni da ploča naleže tačno na njihove gornje nožice. Svi tavanični nosači u analiziranim sistemima su istog ranga, nema sekundarnih nosača, jer su svi nosači vezani direktno za stubove. Raspon tavaničnih nosača iznosi 4,0 m. Za poprečni presek nosača usvojeni su IPE profili, sem kod sistema spratnosti P+19 i P+24 bez armirano–betonskog jezgra gde su usvojeni IPB profili. Takođe, kod sistema sa armirano–betonskim jezgrom spratnosti P+19 i P+24, koji sadrže dodatne spregove, tavanični nosači u sastavu spregova su od IPB profila, što će detaljno biti dato u daljem tekstu.

Pri izradi modela koji sadrže zglobne veze između nosača i stubova, izvršeno je oslobađanje odgovarajućih krajeva tavaničnih nosača od prijema momenta M_z oko jače glavne centralne ose – z. U modelima u kojima su bile predviđene zglobne veze stubova i temeljne konstrukcije, izvršeno je oslobađanje krajeva stubova na mestu oslanjanja na temeljnu ploču od istoimenog momenta.

Položaj stubova u modelima je takav da je osa – z poprečnog preseka stubova (koja se uobičajeno u tablicama profila označava kao osa – x) paralelna osi – X globalnog koordinatnog sistema, dok je osa – y poprečnog preseka stubova u pravcu istoimene ose globalnog koordinatnog sistema, to jest Y – ose, Slika 40.



Slika 40 Položaj osa globalnog koordinatnog sistema u odnosu na ose stubova

U Tabeli 2 su prikazani usvojeni tipovi profila za stubove. Dimenzije poprečnih preseka stubova se postepeno menjaju na svaka tri do četiri sprata, dok su u okviru pojedinačnih spratova dimenzije svih stubova konstantne. Ove dimenzije biće date u daljem tekstu za svaku spratnost ponaosob.

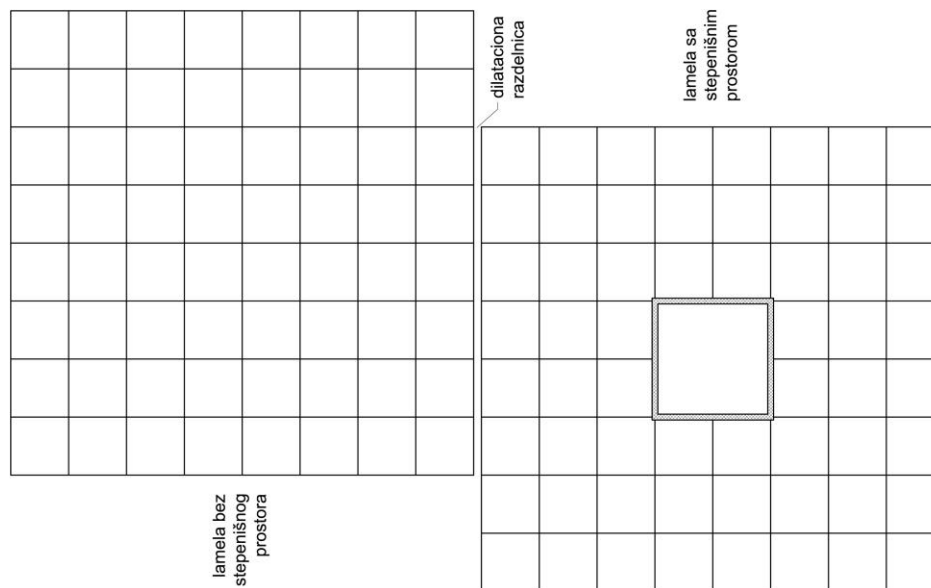
TABELA 2 Tipovi profila poprečnih preseka stubova

SPRATNOST	SISTEMI SA JEZGROM	SISTEMI BEZ JEZGRA
	Tip profila	
P+9	IPB	2IPB
P+14	IPB	2IPB
P+19	IPB	2IPB _v
P+24	2IPB _v	2IPB _v

Kod sistema sa armirano–betonskim jezgrom centralni deo osnove, koji po površini obuhvata četiri rasterna polja, omeđen je zidovima armirano–betonskog jezgra. Dimenzije jezgra u osnovi su 8,0 x 8,0 m, Slika 38. Jezgro se proteže kontinualno kroz sve spratove. Postojanje armirano–betonskog jezgra, kao prostora za vertikalne komunikacije, u analiziranim modelima iskorišćeno je, shodno njegovoj nosivosti i krutosti, za prihvatanje horizontalnih sila od zemljotresa, kao i za nošenje vertikalnog opterećenja od međuspratnih konstrukcija. Jezgro je modelirano kao šuplja cev, pri čemu je znemareno postojanje podestnih ploča i stepenišnih krakova, kao i pregradnih zidova unutar jezgra, čime je delimično smanjena njegova prostorna krutost. Da bi se ovo smanjenje nadomestilo, na uglovima jezgra kao i u sredinama zidova jezgra postavljeni su čelični stubovi, koji po dimenzijama odgovaraju ostalim

stubovima u modelu. Debljina zidova jezgra iznosi 25 cm, odnosno 30 cm za spatnost P+24.

Sistemi bez armirano–betonskog jezgra ne sadrže stepenišni prostor. Oni su analizirani pod pretpostavkom da su deo celine sastavljene od nekoliko lamela odvojenih dilatacionom razdelnicom, pri čemu se stepenišni prostor ne nalazi u svim lamelama, primer Slika 41.



Slika 41 Lamelle zgrada odvojene dilatacionom razdelnicom

Spratna visina u svim etažama iznosi 3,0 m. Zgrade spratnosti P+9 i P+14 imaju jednu podrumsku etažu, dok ostale, to jest, spratnosti P+19 i P+24 imaju po dve podrumске etaže. Podrumске etaže su oivičene armirano–betonskim zidovima debljine 0,5 m. Temeljna konstrukcija je temeljna ploča debljine 1,0 m na elastičnoj podlozi.

Za sve armirano–betonske elemente usvojena je marka betona MB30. Svi čelični elementi su od čelika S235.

Prilikom izrade modela, na tavanične ploče nanešena su stalna i povremena opterećenja i definisane njihove kombinacije. Pored kombinacija osnovnih opterećenja, nakon izvršene modalne analize i sračunavanja merodavnih perioda sopstvenih oscilacija, T_{1x} i T_{1y} , u pravcu globalnih osa modela X i Y, u modulu za proračun seizmičkih sila izvršen je proračun opterećenja od zemljotresa u dva upravna pravca sa odgovarajućim vrednostima perioda sopstvenih oscilacija i pridodate nove kombinacije opterećenja.

5.2. KRITERIJUMI I REGULATIVA

Osnovni kriterijumi koji moraju biti zadovoljeni kako bi zgrada posedovala odgovarajuću sigurnost i upotrebnu vrednost, a koji omogućavaju uspostavljanje prostorne stabilnosti konstrukcije zgrade, definisani su propisima i predstavljaju ispunjenje određenih zahteva u svim elementima konstrukcije i objekta kao celine u pogledu napona, deformacija i stabilnosti. Proračun i dimenzionisanje modela u ovom radu izvršen je prema važećim domaćim propisima za dimenzionisanje čeličnih konstrukcija SRPS U.E7.081, 086, 091, 096, 101, 111, 121 [77], a proračun seizmičkih sila prema domaćem Pravilniku o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima [70], u daljem tekstu Pravilnik. Pravilnik je tako koncipiran da zemljotresi najjačeg intenziteta mogu prouzrokovati oštećenje, ali ne i rušenje nosećih konstrukcija, čime je definisan i stepen seizmičkog rizika. Opterećenje od zemljotresa sračunato je po Metodi ekvivalentnog statičkog opterećenja za VIII stepen seizmičnosti. Metoda ekvivalentnog statičkog opterećenja, prema Pravilniku, predviđena je za proračun zgrada do 25 spratova visine. Maksimalni horizontalni ugib objekta, sračunat po Teoriji elastičnosti, prema Pravilniku ne sme preći vrednost od $H/600$, gde je H – visina objekta. Iako je Pravilnikom predviđena ovolika vrednost, za ograničenje maksimalnog horizontalnog ugiba analiziranih modela zgrada, u radu je usvojen strožiji kriterijum, sa vrednošću $H/1000$.

Koncepcija Metode ekvivalentnog statičkog opterećenja zasniva se na spektralnoj teoriji, uz unošenje svih glavnih parametara koji utiču na veličinu seizmičkih proračunskih sila. Ukupna horizontalna seizmička sila S određuje se prema obrascu:

$$S = K \cdot G,$$

gde je:

K – ukupni seizmički koeficijent za horizontalni pravac,

G – ukupna težina građevine i opreme.

Ukupni seizmički koeficijent K proračunava se prema obrascu:

$$K = K_o \cdot K_s \cdot K_d \cdot K_p,$$

gde je:

K_o – koeficijent kategorije objekta,

K_s – koeficijent seizmičkog intenziteta,

K_d – koeficijent dinamičnosti,

K_p – koeficijent duktiliteta i prigušenja.

Maksimalna vrednost ukupnog seizmičkog koeficijenta K ne sme biti manja od 0,02.

Raspodela ukupne seizmičke sile po visini konstrukcije za objekte veće visine od pet spratova po Pravilniku vrši se na taj način što se 15% sile aplicira u vrhu objekta kao koncentrisano opterećenje, a ostatak od 85% se raspodeli u spratovima prema sledećem obrascu:

$$S_i = S \cdot \frac{G_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^n G_i \cdot H_i},$$

gde je:

S_i – horizontalna seizmička sila u i -tom spratu,

G_i – težina i -tog sprata,

H_i – visina i -tog sprata od gornje ivice temelja.

Proračuna opterećenja od zemljotresa sproveden je sa sledećim vrednostima koeficijenata:

- Koeficijent kategorije objekta, za II kategoriju $K_0=1,0$;
- Koeficijent seizmičkog intenziteta, za VIII zonu seizmičnosti $K_s=0,05$;
- Koeficijent dinamičnosti, za I kategoriju tla $K_d=0,5/T$, sa graničnim vrednostima $1,0 > K_d > 0,33$ i
- Koeficijent duktiliteta i prigušenja, $K_p=1,3$ za spratnost P+9, P+13 i P+19, odnosno $K_p=1,6$ kod sistema zgrada najveće spratnosti P+24, kod kojih su periodi sopstvenih oscilacija prelazili vrednost od 2,0 s.

U toku proračuna, dimenzionisanja i analize formiranih modela predmetnih sistema zgrada, na dejstvo zemljotresa, kontrolisano je stanje napona i stabilnosti pojedinačnih čeličnih elemenata, stanje deformacija pojedinačnih čeličnih elemenata, deformacije konstrukcije zgrade kao celine, kao i periodi sopstvenih oscilacija konstrukcije.

Kontrola napona, odnosno stabilnosti nosećih čeličnih elemenata, izvršena je u programu automatski za merodavne slučajeve opterećenja prema [76], zavisno od sila koje su se javile u presecima tih elemenata prilikom globalne analize konstrukcije. Ugibi nosača ograničeni su na vrednost $1/200$. Pored ovoga, u svakom koraku analize kontrolisane su i vrednosti osnovnih perioda sopstvenih oscilacija, kao veoma značajnog pokazatelja krutosti, a time i prostorne stabilnosti analiziranih modela zgrada. Očekivane vrednosti osnovnih perioda sopstvenih oscilacija dobijene su približnim proračunom. Ove približne vrednosti perioda za modele od 10 spratova bile su $T_1 \approx 1,0$ s, za modele od 15 spratova $T_1 \approx 1,5$ s, za modele od 20 spratova $T_1 \approx 2,0$ s, a za modele

od 25 spratova $T_1 \approx 2,5$ s. Modalnom analizom prostornih modela predmetnih sistema zgrada, dobijene su vrednosti približno jednake očekivanim.

Kao merodavni rezultati analize tretiranih prostornih sistema višespratnih zgrada, predstavljeni su maksimalni horizontalni ugibi i osnovni periodi sopstvenih oscilacija u dva upravna pravca. Ovi parametri predstavljali su polaznu osnovu za izvođenje zaključaka o prostornoj stabilnosti sistema, a njihovim poređenjem izvedeni su glavni zaključci ovog rada.

5.3. NUMERIČKA ANALIZA PREDMETNIH SISTEMA ZGRADA

5.3.1. OPŠTE

Proračun i analiza prostorne stabilnosti, u funkciji rešenja oslonačkih veza, sprovedena je u programu Tower, primenom Metoda konačnih elemenata, na formiranim prostornim numeričkim modelima višespratnih čeličnih zgrada, kako je utvrđeno u prethodnom delu rada. Kao što je istaknuto, za obe grupe sistema i za svaku navedenu spratnost razmatrano je po 14 sistema sa različitim rešenjem oslonačkih veza, odnosno različitim rasporedom zglobnih i krutih veza između tavaničnih nosača i stubova, kao i stubova i temeljne konstrukcije.

U prvoj fazi formirani su i analizirani modeli sistema sa armirano-betonskim jezgrom. Princip rada bio je sledeći:

Prvo je za svaku spratnost ponaosob formiran uniformni sistem sa krutim vezama koji je dimenzionisan za prijem vertikalnih opterećenja. Potom je tako dimenzionisan sistem tretiran na dejstvo zemljotresa u dva upravna pravca. Kod sistema manje spratnosti, P+9 i P+14, prethodno usvojene dimenzije poprečnih preseka nosećih elemenata od čelika zadovoljile su sve potrebne kriterijume, a armirano-betonsko jezgro je bilo dovoljno za prihvatanje sila od zemljotresa. Kod sistema veće spratnosti, P+14 i P+24, pojedini elementi čelične konstrukcije nisu zadovoljili u pogledu napona i stabilnosti, a i sistemi kao celina nisu zadovoljili u pogledu maksimalnih horizontalnih ugiba, te je prostorna stabilnost uspostavljena dodavanjem određenih spregova za ukrućenje, o čemu će detaljno biti reči u daljem tekstu rada.

Dalje su od uniformnog sistema sa krutim vezama formirane varijante sa različitim rasporedom zglobnih i krutih veza u konstrukciji, koje

predstavljaju preostalih trinaest sistema, koji su takođe tretirani na dejstvo odgovarajućih zemljotresa. Kod ovih, novoformiranih sistema, zadržane su dimenzije svih konstrukcijskih elemenata koje su usvojene kod modela krutog sistema, u cilju verodostojnog poređenja dobijenih rezultata.

U toku analize praćeni su svi relevantni činiooci od značaja za prostornu stabilnost: dijagrami sila u presecima, maksimalni ugibi nosača, periodi sopstvenih oscilacija sistema, maksimalni horizontalni ugibi zgrade kao celine i vršena kontrola napona i stabilnosti pojedinačnih čeličnih elemenata. Valja napomenuti da je kod svih razmatranih sistema stanje napona i lokalne stabilnosti u svim elementima konstrukcije i deformacija u pojedinačnim elementima bilo u granicama dozvoljenog, kako je kriterijumima definisano, iako su zadržani identični poprečni preseki kao kod uniformnog sistema sa krutim vezama. Jedino je kod određenih sistema, što je prikazano u daljem tekstu, doslo do neznatnog prekoračenja dozvoljenog maksimalnog horizontalnog ugiba konstrukcije u jednom ili oba pravca, koje se može smatrati zanemarljivim. Kao najmerodavniji podaci za poređenje, kao što je već istaknuto, uzeti su maksimalni horizontalni ugibi zgrade i osnovni periodi sopstvenih oscilacija u dva upravna pravca, a koji su predstavljeni kao rezultati ovog rada.

Pre sračunavanja opterećenja od zemljotresa, za svaki analizirani sistem, sprovedena je modalna analiza, gde su sračunati periodi sopstvenih oscilacija sistema T_{1x} i T_{1y} , za prvi ton oscilovanja u pravcu globalnih osa sistema X i Y. Ovi periodi sopstvenih oscilacija korišćeni su za proračun odgovarajućeg opterećenja od zemljotresa.

U drugoj fazi formirani su i analizirani modeli sistema bez armirano–betonskog jezgra. Ovde su za identične osnove i spratnost zgrada, koje su analizirane u prvoj fazi, formirani isti sistemi, to jest po 14 sistema za svaku spratnost, sa istim rešenjem zglobnih i krutih oslonačkih veza, samo bez armirano–betonskog jezgra. I u ovoj fazi prvo su formirani modeli uniformnog sistema sa krutim vezama, koji su dimenzionisani za prijem opterećenja od zemljotresa. Pri tom, namera je bila da se prostorna stabilnost sistema sa krutim vezama obezbedi samo odgovarajućim poprečnim presecima nosećih elemenata i krutim vezama između njih, bez ikakvih dodatnih elemenata za ukrućenje. Prilikom dimenzionisanja modela krutih sistema, kao početne dimenzije, usvojene su iste demenzije nosećih elemenata kao i kod modela krutog sistema sa armirano–betonskim jezgrom. Ove dimenzije bile su zadovoljavajuće samo za prijem vertikalnog opterećenja, dok je za prijem sila od zemljotresa bilo neophodno usvojiti veće poprečne preseke stubova i određenih rigli, što je urađeno nadalje, nakon više iteracija proračuna. Dakle, kruti sistemi bez armirano–betonskog jezgra dimenzionisani su za samostalni prijem dejstva od zemljotresa.

Nakon toga su, za svaku razmatranu spratnost zgrada, od modela uniformnog sistema sa krutim vezama formirane ostale varijante sa različitim rasporedom zglobnih i krutih veza u konstrukciji, po istom principu kao kod sistema sa armirano–betonskim jezgrom. Ovi modeli nadalje su samo tretirani na dejstvo zemljotresa u dva upravna pravca, bez dimenzionisanja elemenata za prijem seizmičkih sila.

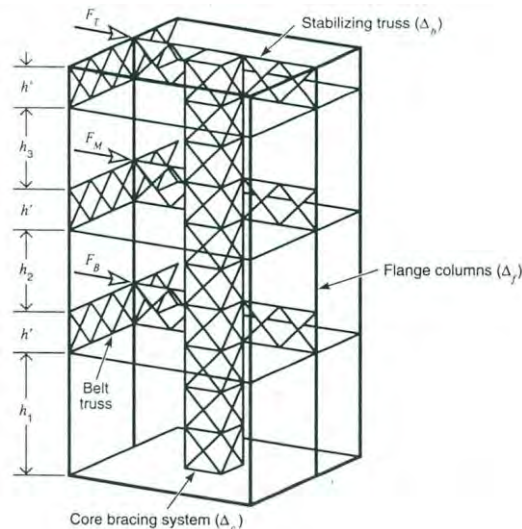
I u ovoj fazi je pre sračunavanja opterećenja od zemljotresa, za svaki analizirani sistem, sprovedena modalna analiza i sračunati periodi sopstvenih oscilacija sistema T_{1x} i T_{1y} , za prvi ton oscilovanja u pravcu globalnih osa sistema X i Y, koji su korišćeni su za proračun odgovarajućeg opterećenja od zemljotresa.

Nakon proračuna modela svih predmetnih sistema, kako je navedeno u prethodnom delu, za obe grupe sistema, sa i bez armirano–betonskog jezgra i za svaku pojedinačnu spratnost zgrada, izvršena je analiza dobijenih rezultata, njihovo poređenje i izvedeni su zaključci.

5.3.2. DODATNI SISTEM SPREGOVA KOD MODELA SA ARMIRANO–BETONSKIM JEZGROM

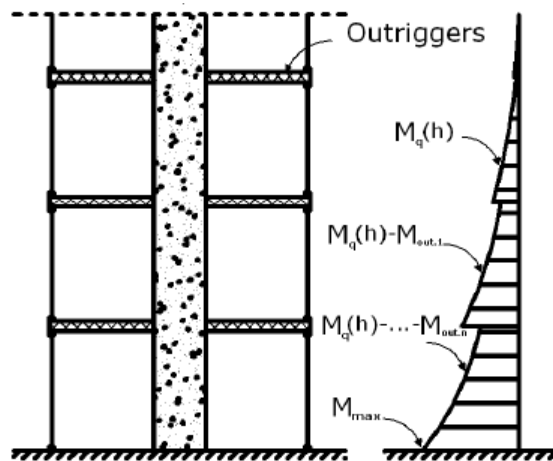
U Poglavlju 2 ove disertacije već je bilo reči o specifičnim osobinama nosećih konstrukcija višespratnih zgrada od čelika, gde je između ostalog, istaknuto je da je sistem za ukrućenje sastavni deo većine konstrukcijskih sistema ovih zgrada. Prilikom izrade modela većih spratnosti, P+19 i P+24, bilo je neophodno, pored armirano–betonskog jezgra, dodati i neophodne spregove za ukrućenje radi obezbeđenja potrebne prostorne stabilnosti.

U odeljku 2.4.9. navedeni su osnovni tipovi sistema za ukrućenje. Ovi sistemi, ukoliko to predstavlja najracionalnije rešenje, mogu se i kombinovati. U radu [53] je analizirana primena jednog kombinovanog, veoma efikasnog sistema, relativno novijeg datuma, a o kome se takođe govori i u [17]. To je takozvani sistem sa **autriger** ili **stabilizujućim rešetkama** (*Stabilizing truss*) prikazan na Slici 42, gde ga je autor nazvao „*mega-brace*“ sistem.



Slika 42 Sistem za ukrućenje sa jezgrom, stabilizujućim i pojasnim rešetkama [17]

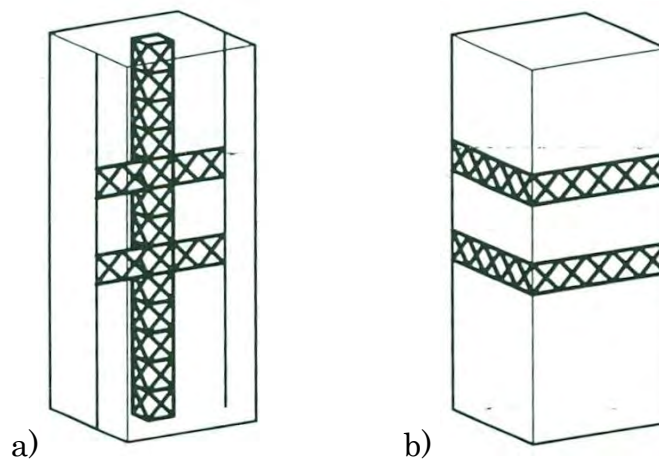
Kod zgrada veće visine, okviri ili centralno jezgro ne mogu uvek da obezbede adekvatnu krutost za suprotstavljanje horizontalnim silama. Stabilizujuće (autrigger) rešetke su elementi sistema za ukrućenje koji se koriste za povećanje prostorne krutosti višespratnih i visokih čeličnih zgrada. Primena sistema sa autrigger rešetkama je efikasan način za poboljšanje prostorne stabilnosti ovih zgrada. Ovaj sistem obezbeđuje dodatnu otpornost prema horizontalnom ugibu zgrade. U slučaju primene autriggera na vrhu i na polovini visine zgrade, samajenje horizontalnog ugiba iznosi oko 25% u odnosu na ugib zgrade samo sa jezgrom. Na Slici 43 je prikazano smanjenje momenata savijanja jezgra na mestima autriggera.



Slika 43 Smanjenje momenta savijanja jezgra usled postojanja autriggera [61]

Sistem sa stabilizujućim (autrigger) rešetkama mora da poseduje centralno jezgro. Pri tom jezgro može biti izgrađeno bilo od čeličnih spregova

(*Core bracing system*) ili od armiranog–betona. Autrigger rešetke prolaze kroz unutrašnjost zgrade i povezane su sa centralnim jezgrom, najčešće na njegovim uglovima u oba upravna pravca i odgovarajućim stubovima u fasadnim zidovima (*Flange columns*), Slike 42 i 44a. Stubovi povezani sa autriggerima suprotstavljaju se rotaciji i horizontalnom ugibu jezgra i samim tim u njima se razvijaju aksijalne sile. Pored autrigger rešetki, ovaj sistem može da sadrži periferne pojasne rešetke (*Belt truss*) koje se nalaze u fasadnim zidovima po obimu istih spratova u kojima su smešteni autriggeri, Slike 42 i 44b. Pojasne rešetke su dodatni elementi koji smanjuju horizontalni ugib objekta, jer povezuju spoljne stubove sa autrigger rešetkama i povećavaju učešće spoljašnjih ramova u konzolnom ponašanju celog sistema zgrade. Pojasne rešetke transformišu dvodimenzionalni sistem za ukrućenje u trodimenzionalni sistem (*Mega-brace system*) koji ravnomerno distribuira vertikalne sile od autriggera do svih spoljašnjih stubova (*Flange columns*). Autriggeri i pojasne rešetke predstavljaju sistem koji pruža značajnu kontrolu horizontalnog pomeranja vrha zgrade [61]. Upravo ovaj sistem sa autrigger i pojasnim rešetkama primenjen je u ovoj disertaciji na modelima zgrada spratnosti P+19 i P+24 koje sadrže armirano–betonsko jezgro, kao što je već istaknuto.



Slika 44 a) Autrigger rešetke i centralno jezgro; b) Pojasne rešetke [17]

Autriggeri se obično lociraju u tehničkom spratu na vrhu zgrade i, ukoliko je potrebno, u nekom od spratova između osnove i vrha zgrade, tako da ne ometaju u velikoj meri unutrašnju arhitekturu zgrade. Visina autriggera i pojasnih rešetki je obično jednaka visini sprata, ali oni mogu obuhvatiti i dve spratne visine da bi obezbedili adekvatnu krutost za suprotstavljanje horizontalnim silama. Broj spratova sa autriggerima i pojasnim rešetkama zavisi od visine objekta, njegove vitkosti i nosivosti njegove konstrukcije. Sistem sa autrigger rešetkama takođe može povećati kapacitet nosivosti konstrukcije tokom progresivnog kolapsa i može se koristiti prilikom redizajniranja postojeće konstrukcije.

Treba napomenuti da se pojasne rešetke mogu primenjivati i bez autrigera, ali u ovom slučaju moraju biti povezane sa vertikalnim spregovima u fasadnim zidovima na uglovima objekta, kao u [1]. Sem na vrhu zgrade mogu se locirati po obimu bilo kog sprata, jer ne ometaju korišćenje unutrašnjeg prostora. Ovaj sistem je pogodniji za objekte sa manjom visinom, koji ne zahtevaju autrigere za postizanje prostorne stabilnosti.

5.3.3. LEGENDA ANALIZIRANIH NUMERIČKIH MODELA

Numerička analiza prostorne stabilnosti, u funkciji rešenja oslonačkih veza, kao što je istaknuto u prethodnom delu, sprovedena za dve grupe sistema višespratnih čeličnih zgrada i to sa armirano–betonskim jezgrom i bez jezgra. Za obe grupe razmatrano je po 14 sistema sa različitim rešenjem oslonačkih veza, počev od uniformnog sistema sa krutim vezama, pa sve do uniformnog sistema sa zglobnim vezama, za svaku predviđenu spratnost.

U cilju boljeg razumevanja crteža i tabela prikazanih u deljem tekstu rada ovde je data legenda analiziranih modela, koja važi, kako za sisteme sa armirano–betonskim jezgrom, tako i za sisteme bez jezgra.

MODEL 1 – Sistem sa krutim vezama svih nosača za stubove i armirano–betonsko jezgro, kao i krutim vezama stubova sa temeljnom pločom;

MODEL 2 – Sistem sa krutim vezama svih nosača za stubove i armirano–betonsko jezgro i zglobnim vezama stubova sa temeljnom pločom;

MODEL 3 – Sistem sa krutim vezama svih nosača za stubove, zglobnim vezama stubova sa temeljnom pločom i zglobnim vezama nosača sa armirano–betonskim jezgrom;

MODEL 4 – Sistem sa pretežno krutim vezama, sem zglobnih veza tavaničnih nosača sa spoljašnjim stubovima;

MODEL 5 – Sistem sa pretežno krutim vezama, sem zglobnih veza tavaničnih nosača i stubova u fasadnim ramovima;

MODEL 6 – Sistem sa pretežno krutim vezama, sem zglobnih veza središnjih tavaničnih nosača sa stubovima;

MODEL 7 – Kombinovani sistem sa pretežno krutim vezama i zglobnim vezama stubova sa temeljnom pločom, tavaničnih nosača sa armirano–betonskim jezgrom i tavaničnih nosača sa stubovima u pravcu zidova armirano–betonskog jezgra i spoljašnjim stubovima;

MODEL 8 – Sistem sa pretežno zglobnim vezama, sem krutih veza središnjih tavaničnih nosača sa stubovima;

MODEL 9 – Kombinovani sistem sa pretežno zglobnim vezama i krutim vezama stubova sa temeljnom pločom, tavaničnih nosača sa armirano–

betonskim jezgrom i tavaničnih nosača sa stubovima u pravcu zidova armirano–betonskog jezgra i spoljašnjim stubovima;

MODEL 10 – Sistem sa pretežno zglobnim vezama, sem krutih veza tavaničnih nosača i stubova u fasadnim ramovima;

MODEL 11 – Sistem sa pretežno zglobnim vezama, sem krutih veza tavaničnih nosača sa spoljašnjim stubovima;

MODEL 12 – Sistem sa zglobnim vezama svih nosača za stubove, krutim vezama stubova sa temeljnom pločom i krutim vezama nosača sa armirano–betonskim jezgrom;

MODEL 13 – Sistem sa zglobnim vezama svih nosača za stubove i armirano–betonsko jezgro i krutim vezama stubova sa temeljnom pločom;

MODEL 14 – Sistem sa zglobnim vezama svih nosača za stubove i armirano–betonsko jezgro, kao i zglobnim vezama stubova sa temeljnom pločom.

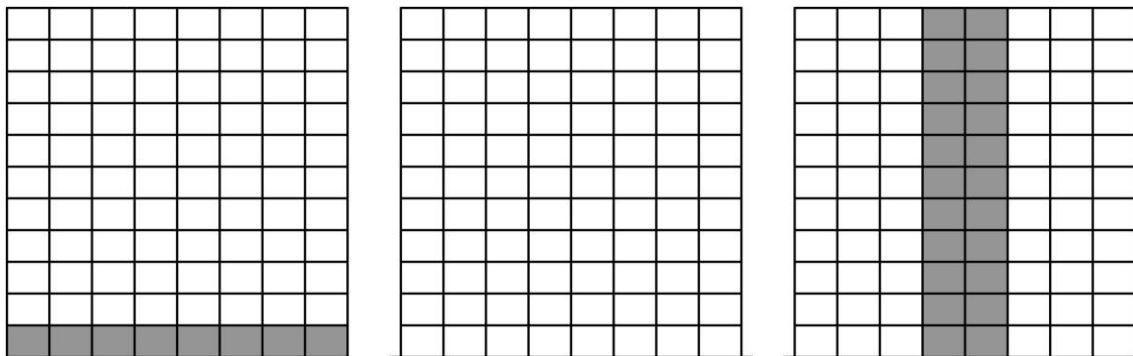
Navedeni modeli prikazani su na slikama u daljem tekstu rada.

5.3.4. PRORAČUN I DIMENZIONISANJE NUMERIČKIH MODELA PREDMETNIH SISTEMA ZGRADA

5.3.4.1. Modeli sa armirano–betonskim jezgrom

1. Modeli spratnosti P+9

Nakon formiranja proračunskog modela uniformnog sistema sa krutim vezama, Model 1, Slika 45, i zadavanja mreže konačnih elemenata, sproveden je prvo proračun na dejstvo vertikalnih opterećenja i utvrđeno da su pretpostavljene dimenzije poprečnih preseka čeličnih elemenata zadovoljavajuće.



Slika 45 MODEL 1, P+9

Potom je izvršena modalna analiza pri čemu su sračunati merodavni, osnovni periodi sopstvenih oscilacija i Model 1 je tretiran na dejstvo zemljotresa u dva upravna pravca. Nakon svih potrebnih kontrola zaključeno je da je prostorna stabilnost sistema zadovoljena, prema prethodno uspostavljenim kriterijumima. Dakle, pretpostavljene dimenzije nosećih elemenata čelične konstrukcije kao i armirano–betonsko jezgro, kod ovog sistema dovoljni su za uspostavljanje stabilnosti konstrukcije kao celine. Te dimenzije su sledeće:

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači: **IPE 200**;

Stubovi:

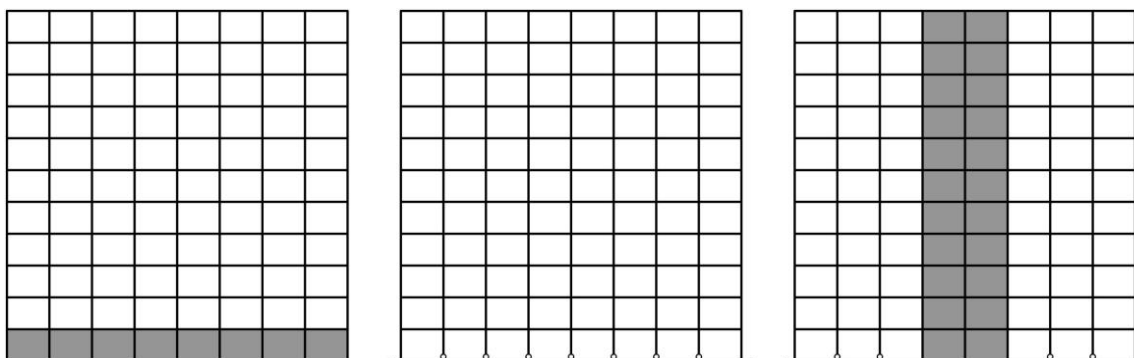
- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – **IPB 260**;

- od 2. do 5. sprata – **IPB 220**;

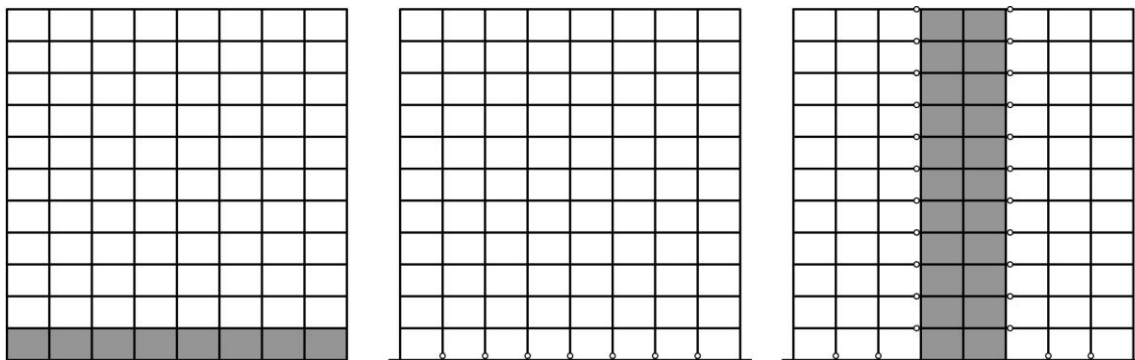
- od 6. do 9. sprata – **IPB 180**;

Armirano–betonsko jezgro: $d_z=25\text{cm}$.

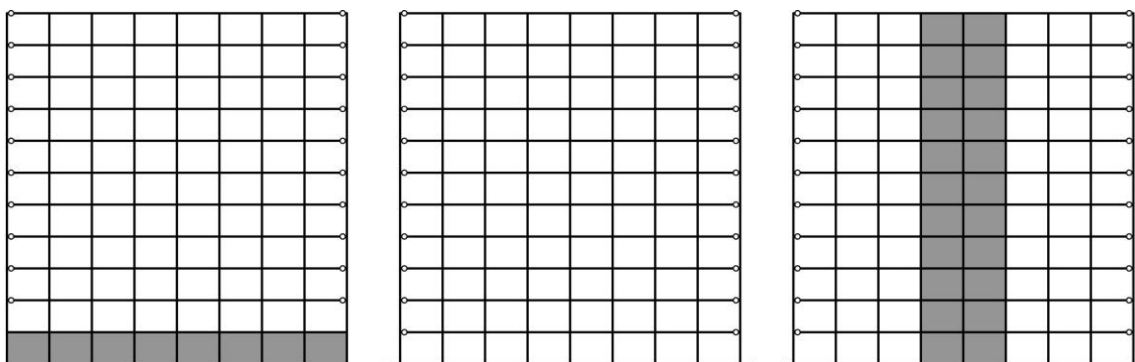
U daljem radu formirani su proračunski modeli preostalih trinaest sistema (Modeli 2 – 14), Slike 46 – 58, zamenom odgovarajućih krutih veza u Modelu 1 zglobnim vezama. Kod ovih modela zadržane su iste dimenzije nosećih elemenata kao kod modela sistema sa krutim vezama (Model 1). Za sve sisteme redom, urađena je modalna analiza i proračun na dejstvo odgovarajućih zemljotresa i svi sistemi imali su zadovoljenu prostornu stabilnost, te nije bilo potrebno menjati dimenzije nosećih elemenata niti dodavati eventualne spregove.



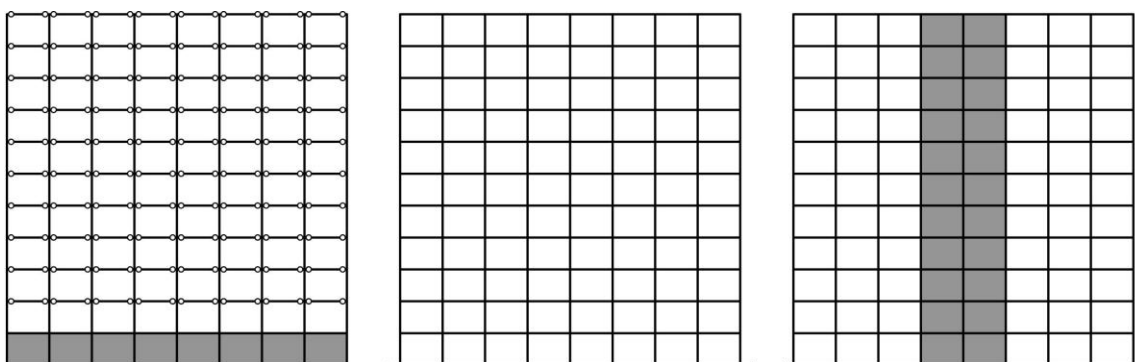
Slika 46 MODEL 2, P+9



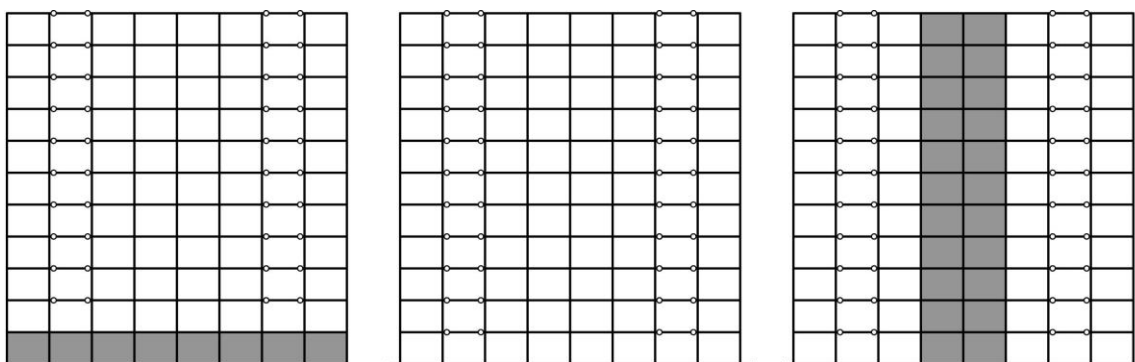
Slika 47 MODEL 3, P+9



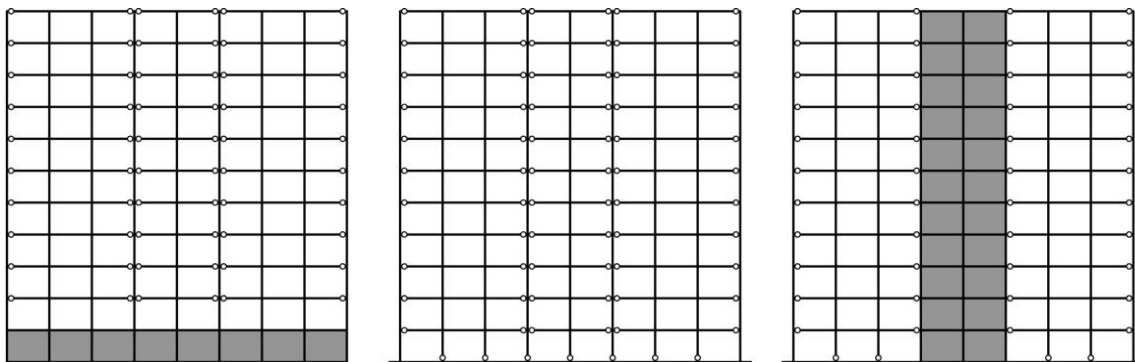
Slika 48 MODEL 4, P+9



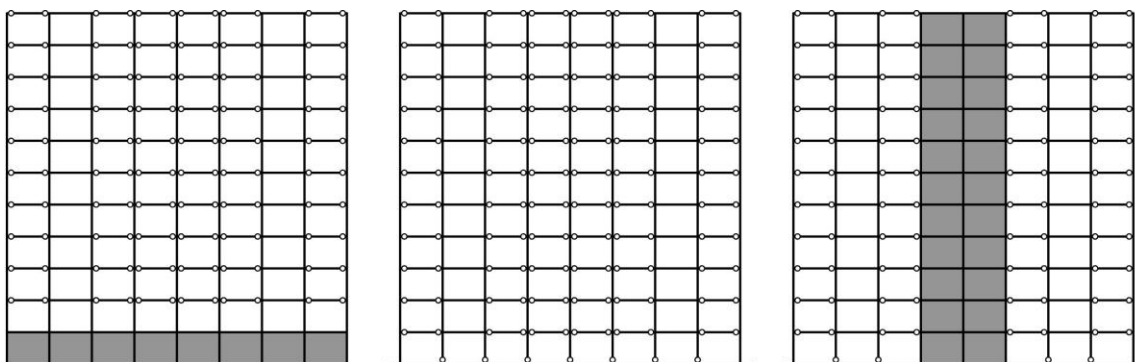
Slika 49 MODEL 5, P+9



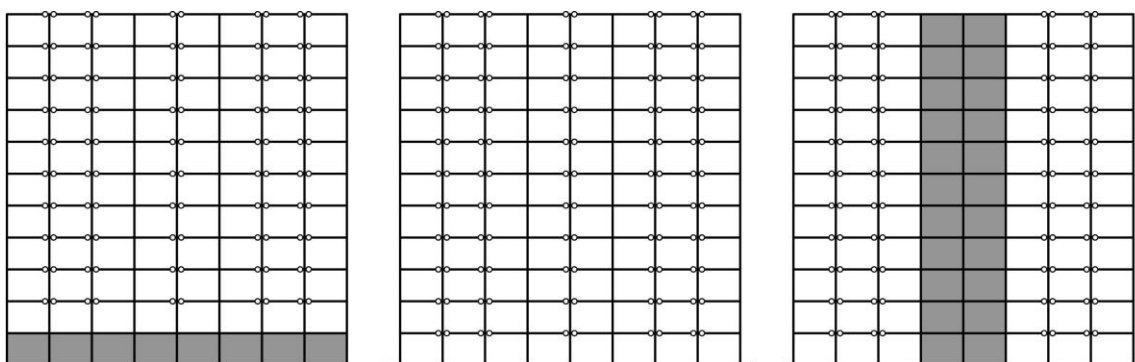
Slika 50 MODEL 6, P+9



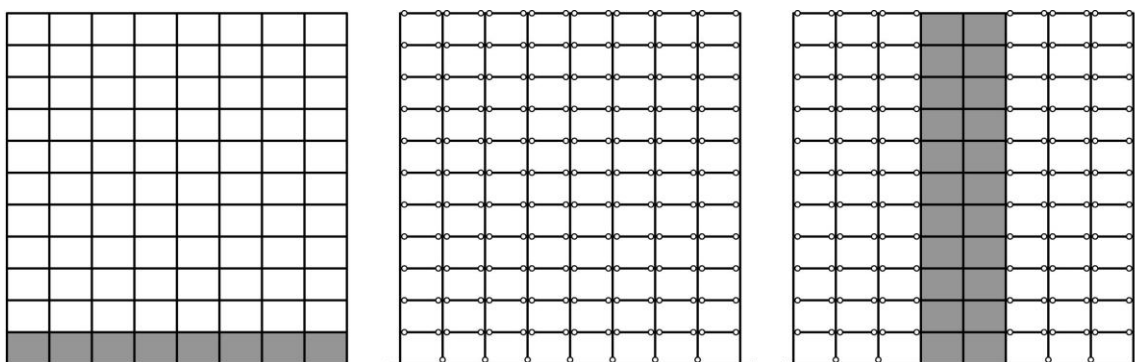
Slika 51 MODEL 7, P+9



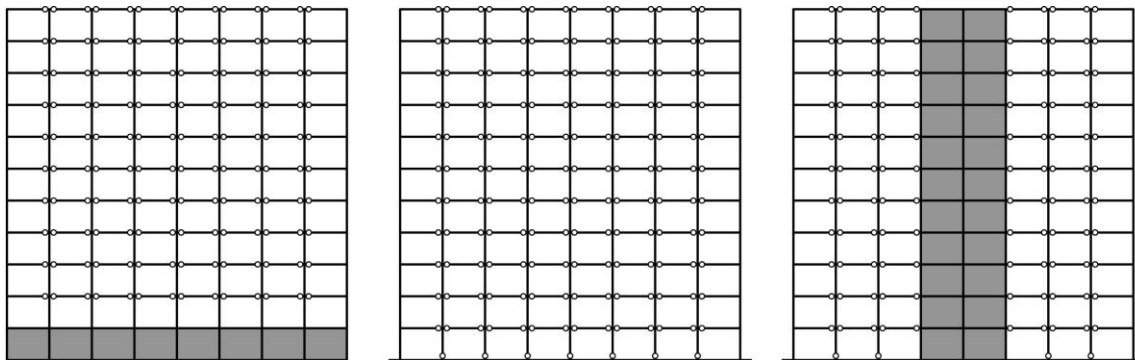
Slika 52 MODEL 8, P+9



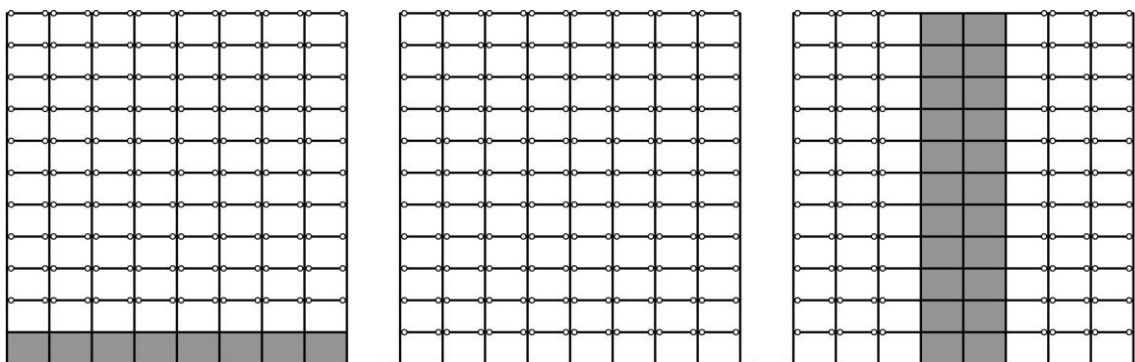
Slika 53 MODEL 9, P+9



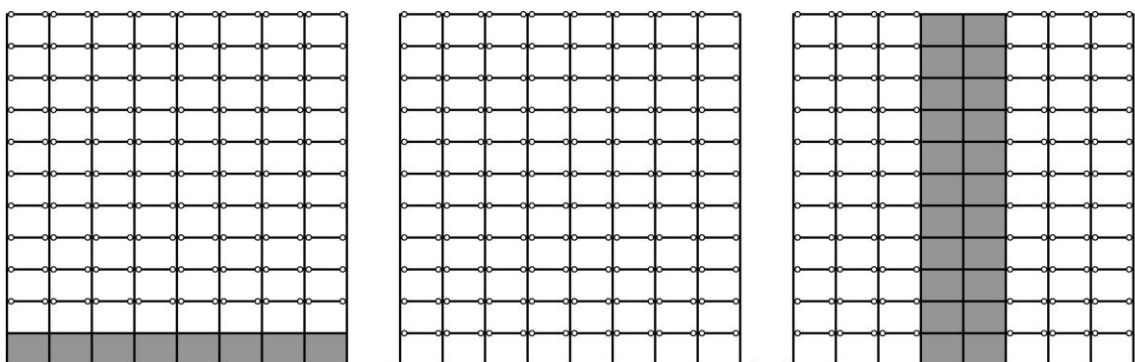
Slika 54 MODEL 10, P+9



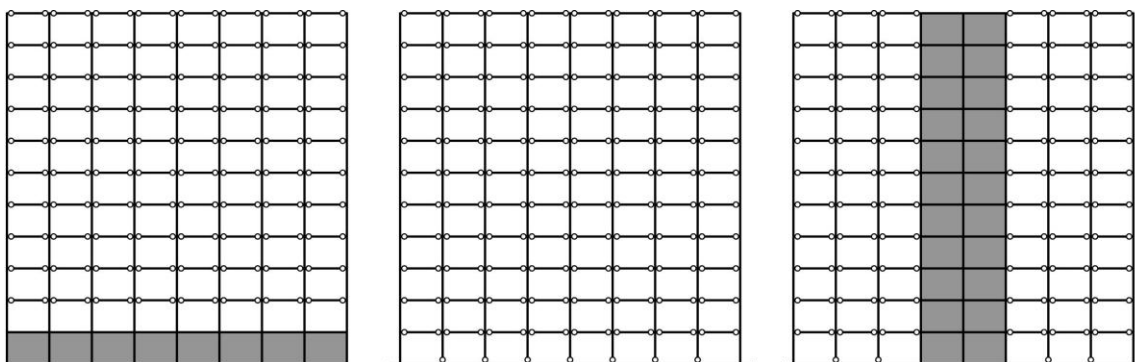
Slika 55 MODEL 11, P+9



Slika 56 MODEL 12, P+9



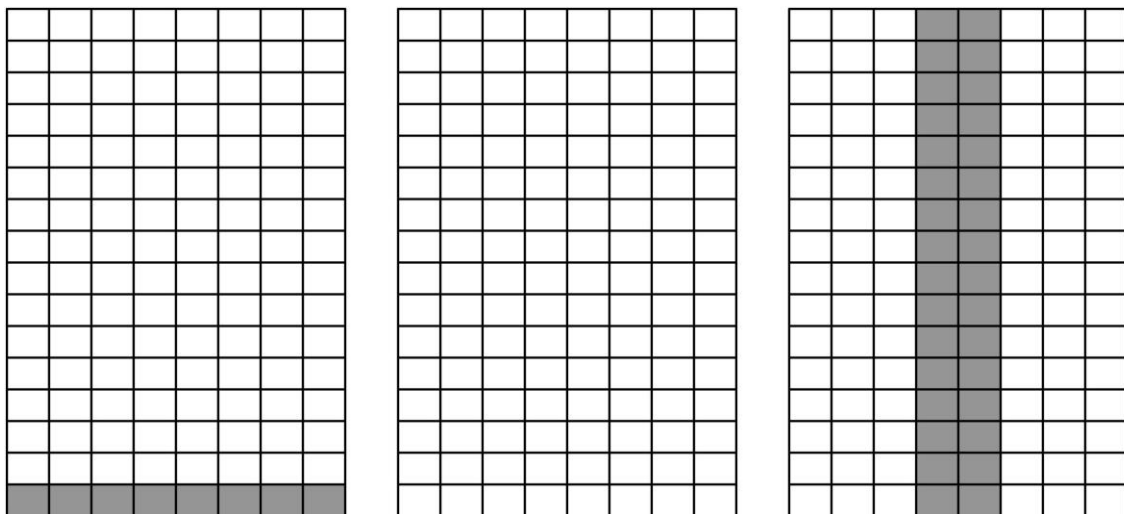
Slika 57 MODEL 13, P+9



Slika 58 MODEL 14, P+9

2. Modeli spratnosti P+14

Kao i za sisteme prethodno analizirane spratnosti, nakon formiranja proračunskog modela uniformnog sistema sa krutim vezama, Model 1, Sika 59 i zadavanja mreže konačnih elemenata, sproveden je prvo proračun usled delovanja vertikalnih opterećenja i utvrđeno da su pretpostavljeni poprečni preseći čeličnih elemenata zadovoljavajući.



Slika 59 MODEL 1, P+14

Potom je izvršena modalna analiza i Model 1 je tretiran na dejstvo zemljotresa u dva upravna pravca. Nakon svih potrebnih kontrola utvrđeno je da je prostorna stabilnost sistema zadovoljena, prema prethodno uspostavljenim kriterijumima. Dakle, pretpostavljene dimenzije nosećih elemenata čelične konstrukcije kao i armirano–betonsko jezgro, zadovoljavaju u pogledu stabilnosti konstrukcije kao celine. Te dimenzije su sledeće:

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači: **IPE 200**;

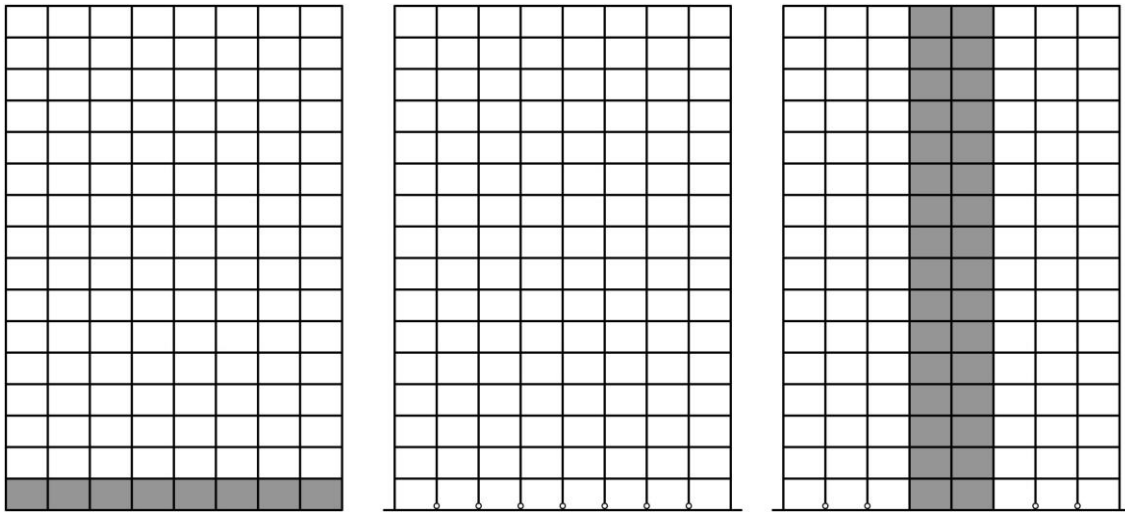
Stubovi:

- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – **IPB 340**;
- od 2. do 5. sprata – **IPB 320**;
- od 6. do 8. sprata – **IPB 280**;
- od 9. do 11. sprata – **IPB 240**;
- od 12. do 14. sprata – **IPB 200**;

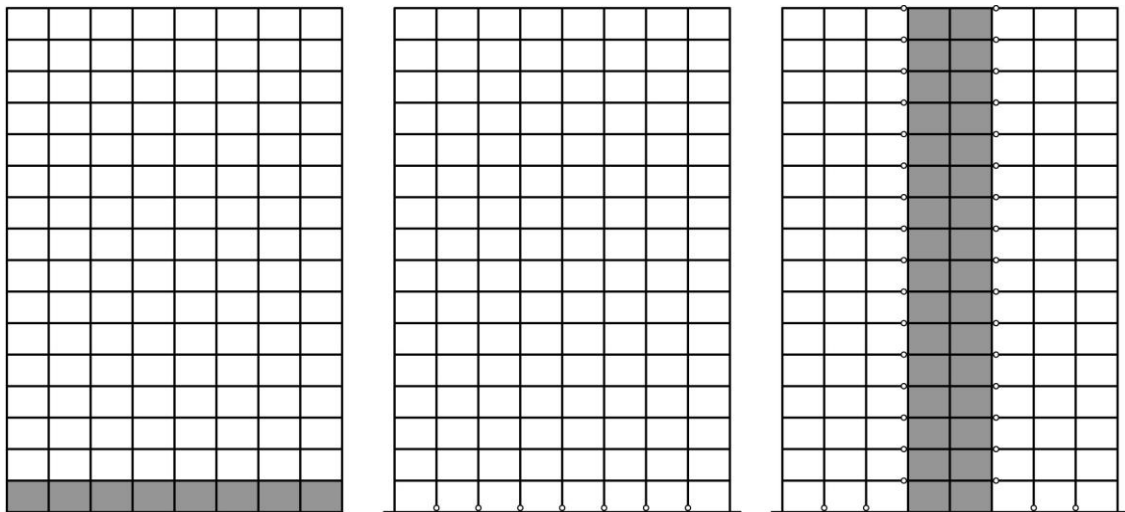
Armirano–betonsko jezgro: $d_z=25\text{cm}$.

U daljem radu formirani su proračunski modeli preostalih trinaest sistema (Modeli 2 – 14), Slike 60 – 72, kod kojih su zadržane iste dimenzije nosećih elemenata kao kod modela sistema sa krutim vezama (Model 1). Potom

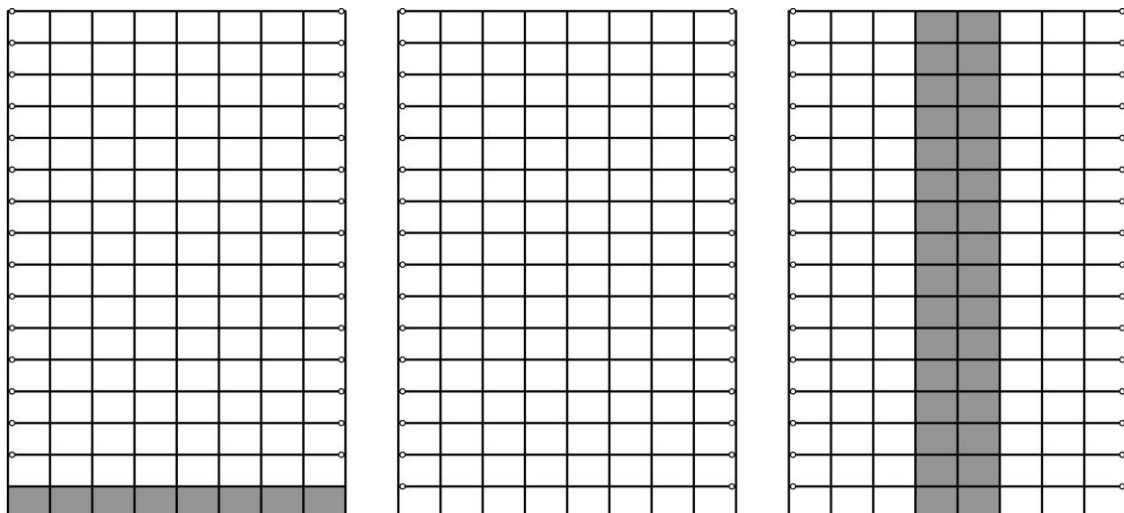
je urađena modalna analiza i proračun modela usled dejstva odgovarajućih zemljotresa. Može se reći da su svi sistemi imali zadovoljavajuću prostornu stabilnost, izuzimajući činjenicu da je kod sedam sistema konstatovano zanemarljivo malo prekoračenje zadatog dozvoljenog horizontalnog ugiba u X – pravcu, koje je iznosilo maksimalno 0,192 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama. Zanemarujući ovo prekoračenje, zadržane su iste dimenzije nosećih elemenata, bez dodavanja eventualnih spregova.



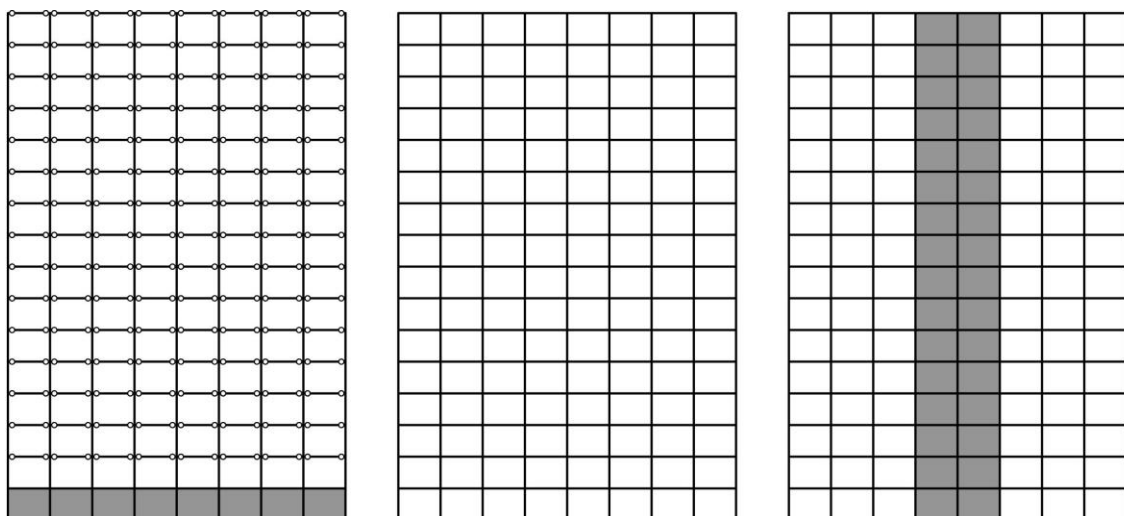
Slika 60 MODEL 2, P+14



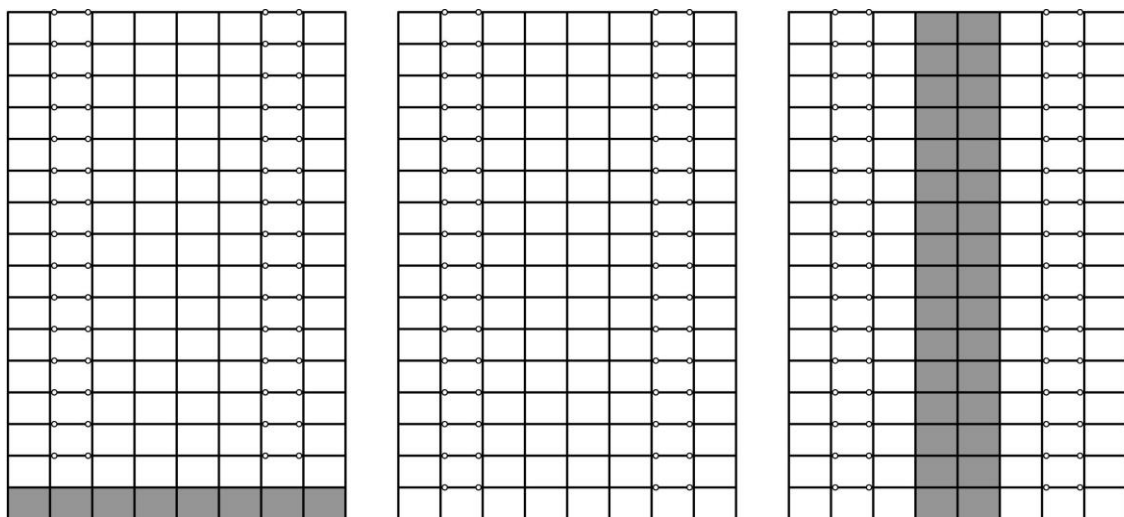
Slika 61 MODEL 3, P+14



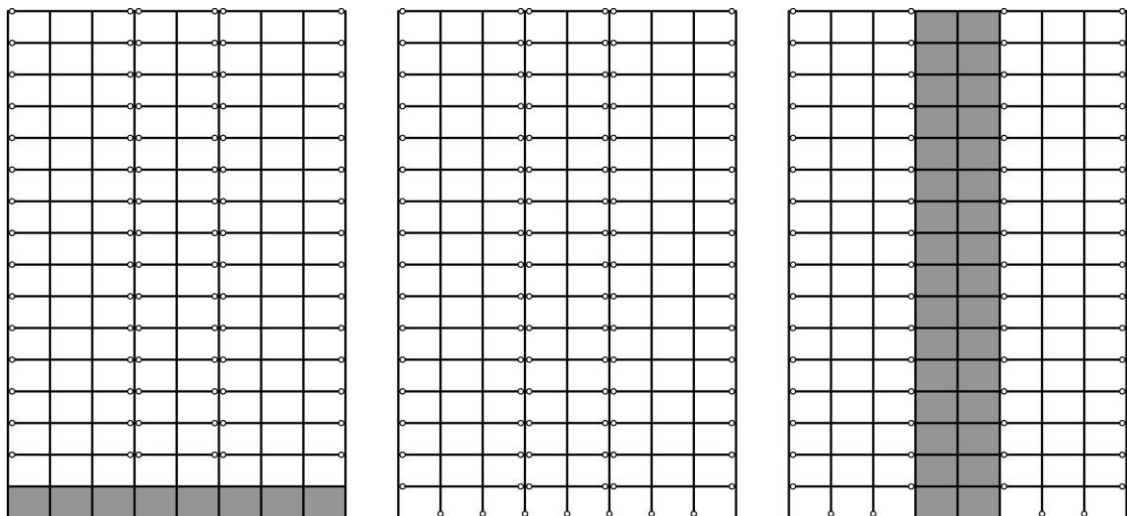
Slika 62 MODEL 4, P+14



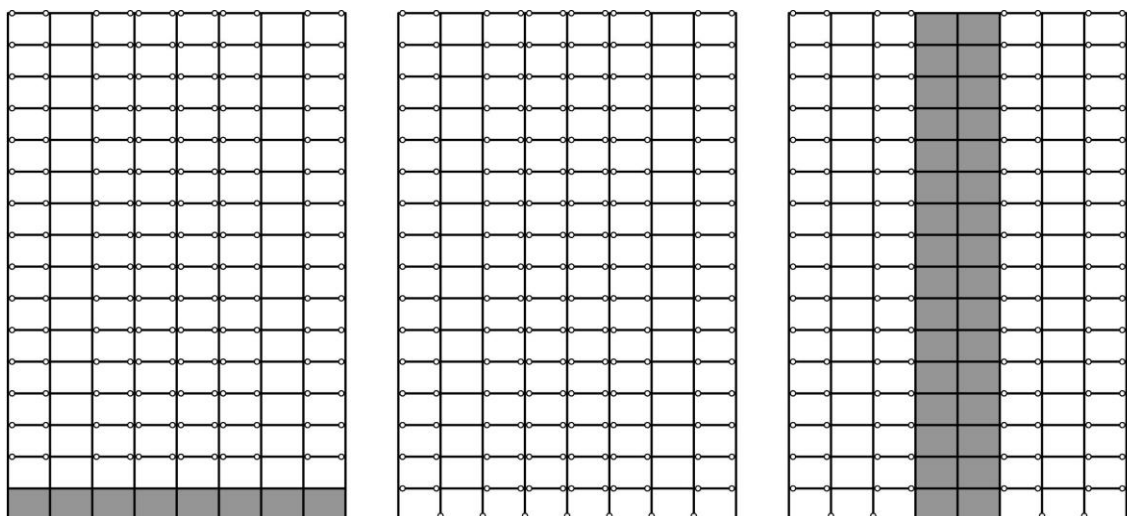
Slika 63 MODEL 5, P+14



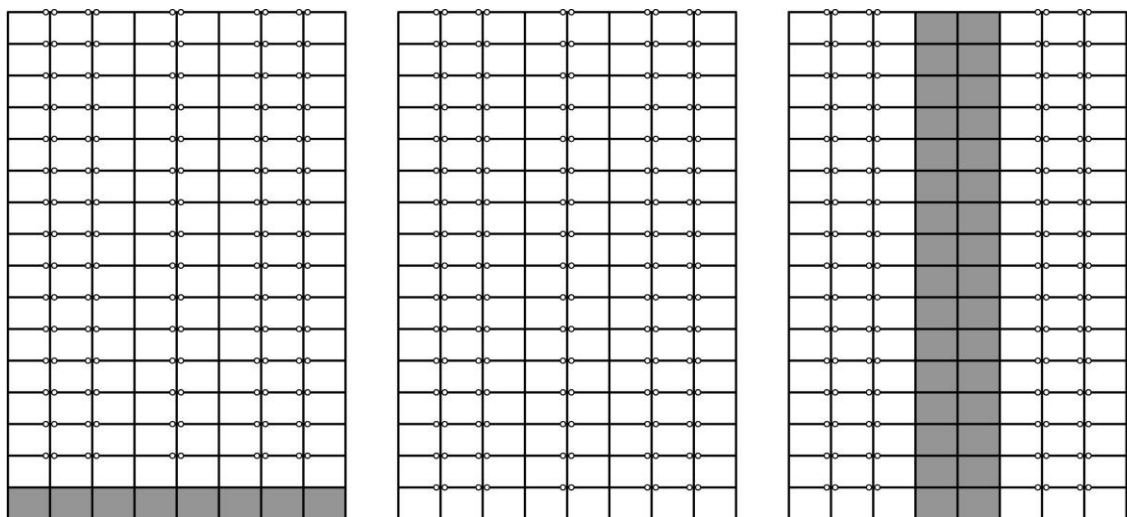
Slika 64 MODEL 6, P+14



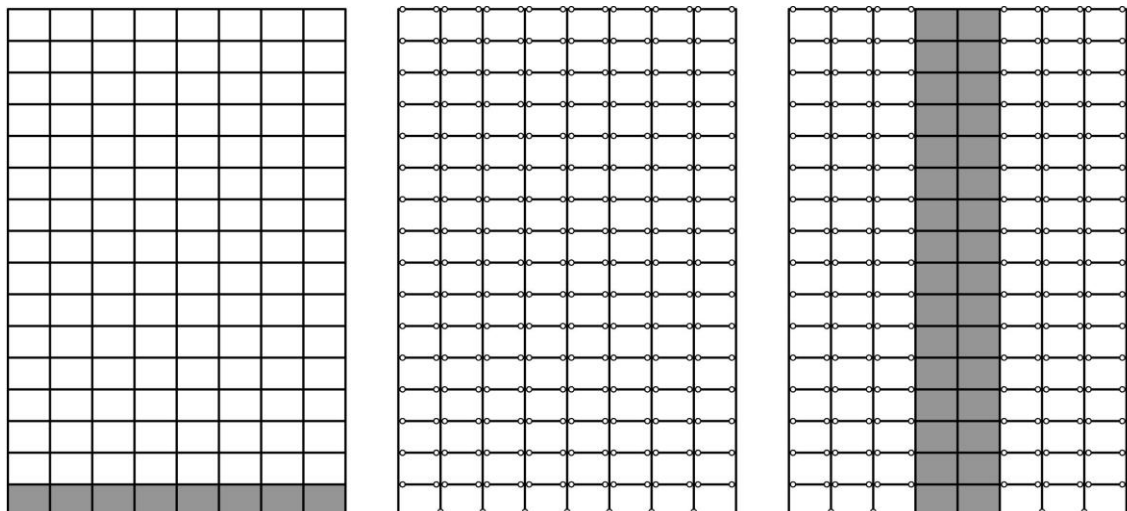
Slika 65 MODEL 7, P+14



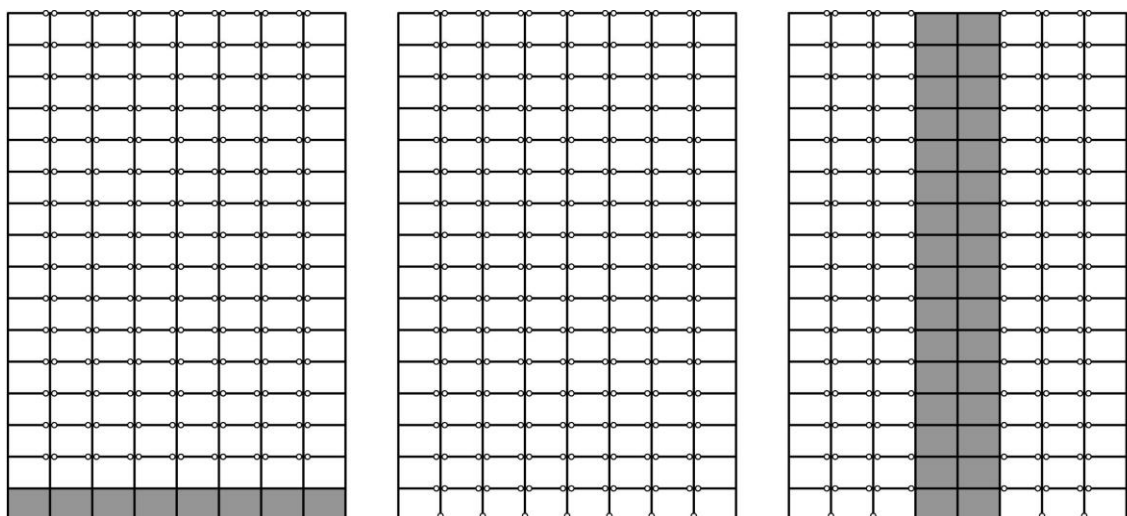
Slika 66 MODEL 8, P+14



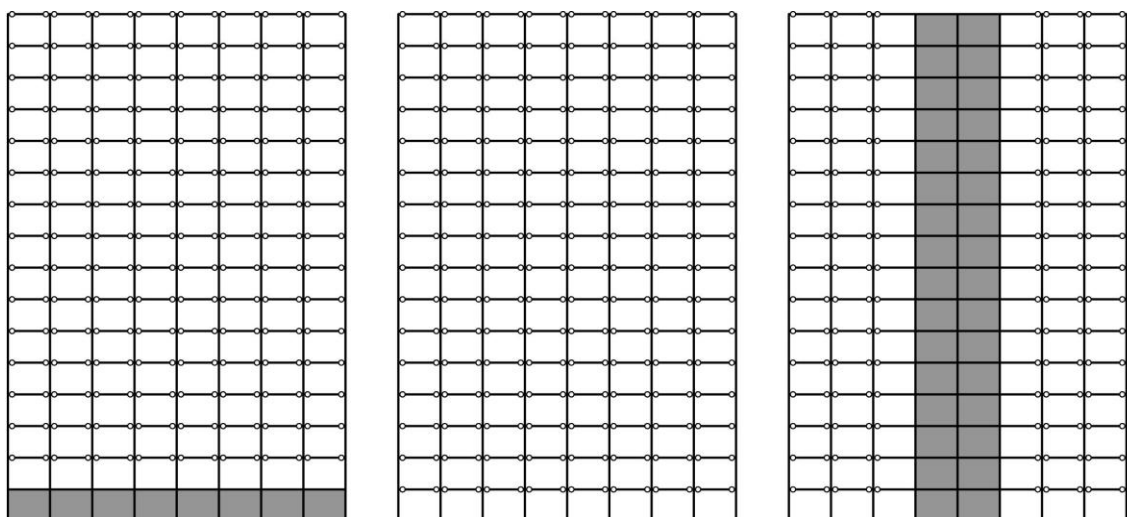
Slika 67 MODEL 9, P+14



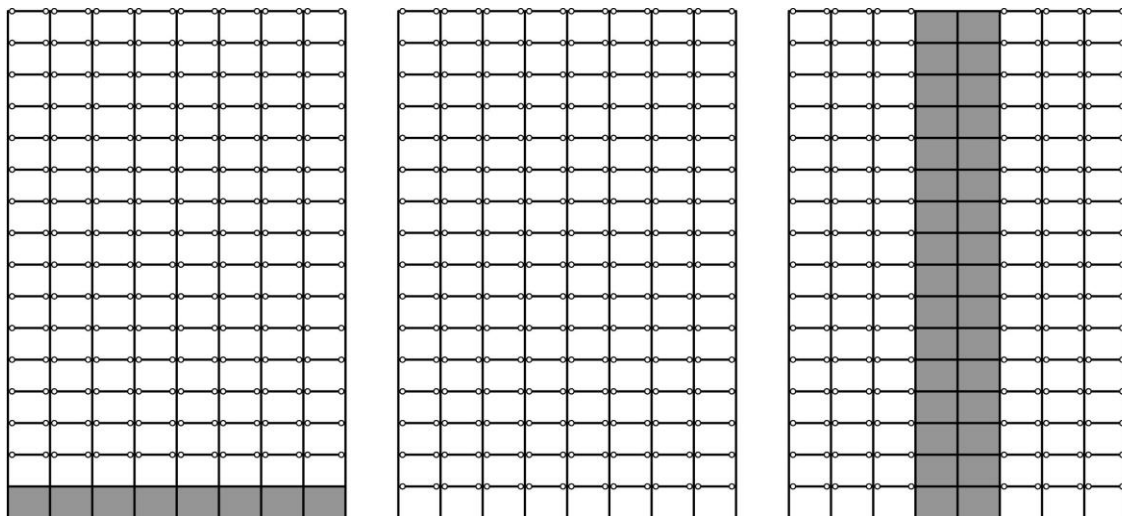
Slika 68 MODEL 10, P+14



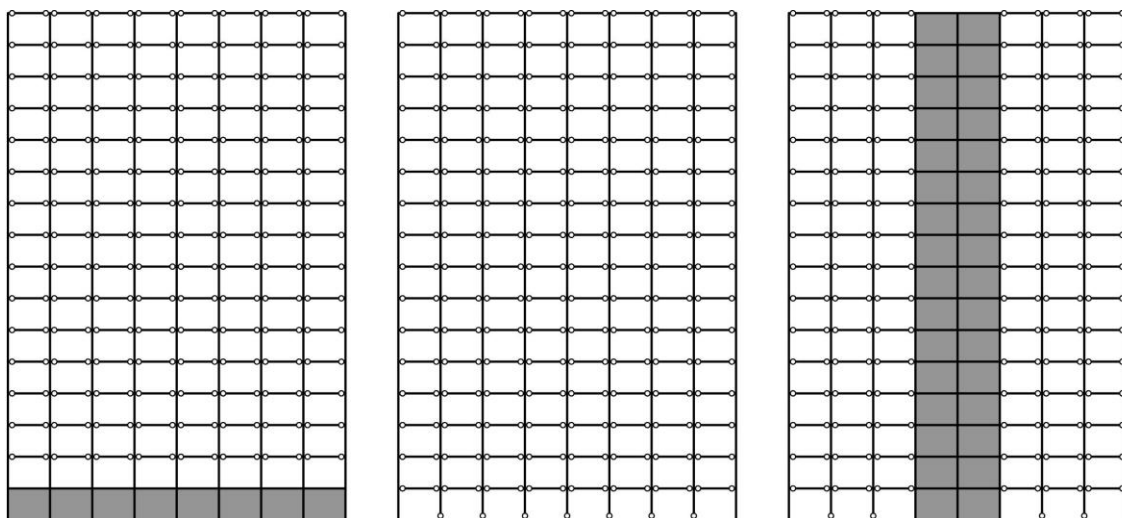
Slika 69 MODEL 11, P+14



Slika 70 MODEL 12, P+14



Slika 71 MODEL 13, P+14

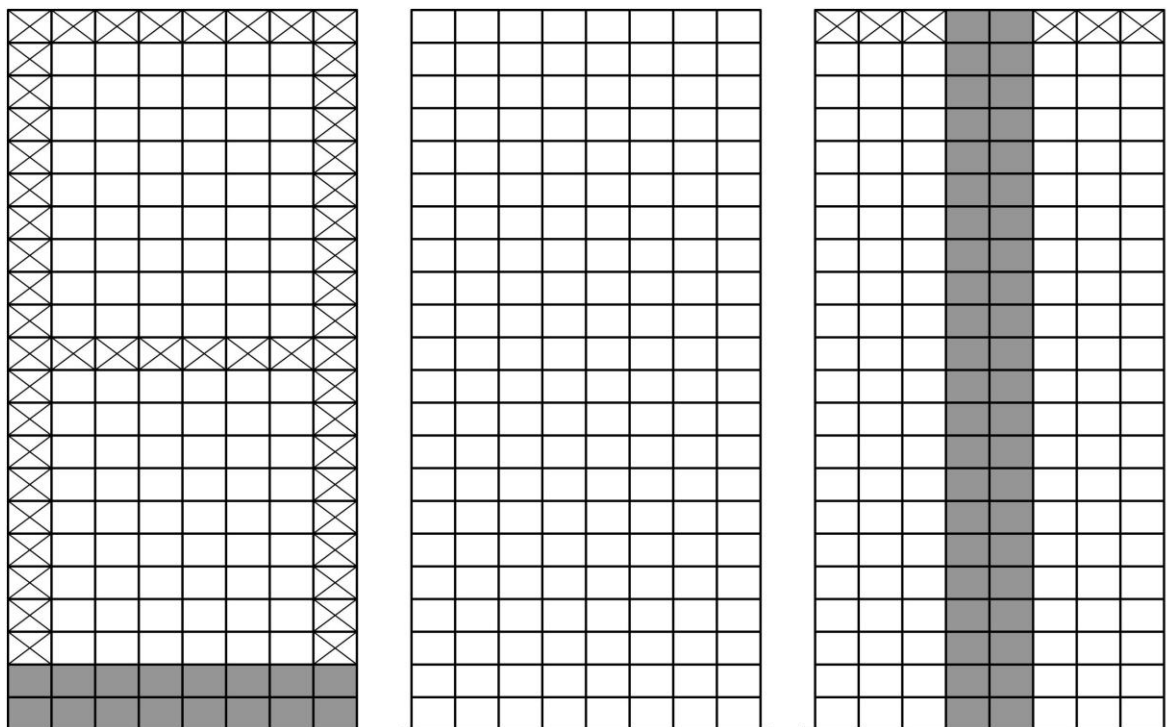


Slika 72 MODEL 14, P+14

3. Modeli spratnosti P+19

Nakon formiranja proračunskog modela uniformnog sistema sa krutim vezama, Model 1, Sika 73 i zadavanja mreže konačnih elemenata, sproveden je prvo proračun na dejstvo vertikalnih opterećenja i utvrđeno da je stanje napona i deformacija kao i stabilnosti u svim elementima konstrukcije zadovoljeno. Potom je izvršena modalna analiza. Osnovni periodi sopstvenih oscilacija prelazili su vrednost od 2,0 s, što je govorilo da se radi o vitkoj konstrukciji koju je neophodno dodatno obezbediti spregovima. Sa takvim vrednostima osnovnih perioda oscilovanja Model 1 je tretiran na dejstvo zemljotresa. Nakon pregleda stanja napona i stabilnosti u čeličnim elementima konstrukcije, konstatovano je da su u nekim elementima prekoračeni naponi ili

da je kod nekih elemenata ugrožena stabilnost. Pored toga maksimalni horizontalni ugibi zgrade prelazili su dozvoljenu vrednost, što se i očekivalo. Da bi se uspostavila neophodna prostorna stabilnost sistema, u više iteracija postavljani su spregovi i vršene sve potrebne analize, dok se nije došlo do odgovarajućeg rasporeda spregova, kojim je izvršena stabilizacija konstrukcije. Na taj način je za ovu analiziranu spratnost formiran sistem za ukrućenje koji pored armirano–betonskog jezgra sadrži i određene spregove, Slika 73. Svi postavljani spregovi su sa ukrštenim dijagonalama, a njihov položaj je sledeći: vertikalni spregovi na uglovima objekta, autrigeri u poslednjoj etaži povezani sa centralnim armirano–betonskim jezgrom i naspramnim stubovima na fasadi, kao i pojasni spregovi po obimu poslednjeg i devetog sprata.



Slika 73 MODEL 1, P+19

Konačno, dimenzije elemenata od čelika i betona u nosećoj konstrukciji, kao i dimenzije elemenata spregova, kojima je postignut nivo odgovarajuće prostorne stabilnosti su sledeće:

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači: **IPE 200**;

Stubovi:

- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – **IPB 450**;
- od 2. do 4. sprata – **IPB 400**;
- od 5. do 7. sprata – **IPB 360**;
- od 8. do 10. sprata – **IPB 320**;

- od 11. do 13. sprata – **IPB 280**;
- od 14. do 16. sprata – **IPB 240**;
- od 17. do 19. sprata – **IPB 200**.

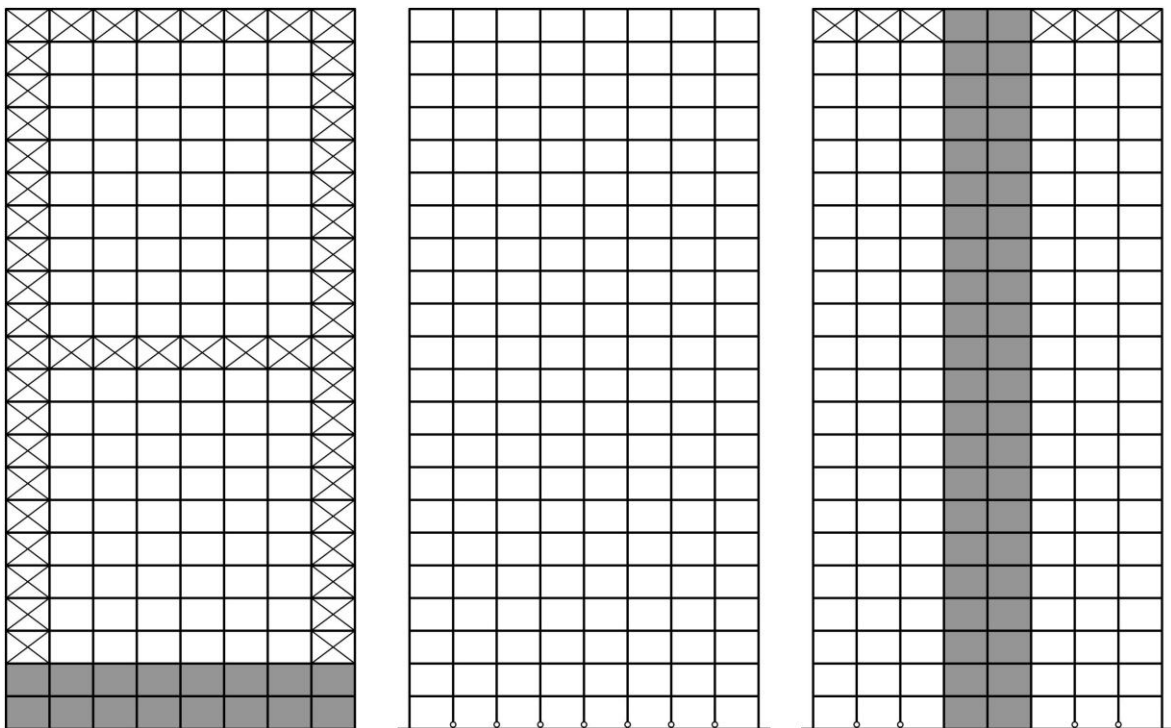
Armirano–betonsko jezgro: $d_z=25\text{cm}$

Vertikalni spregovi – dijagonale i rigle u sastavu spregova: **IPB 200**;

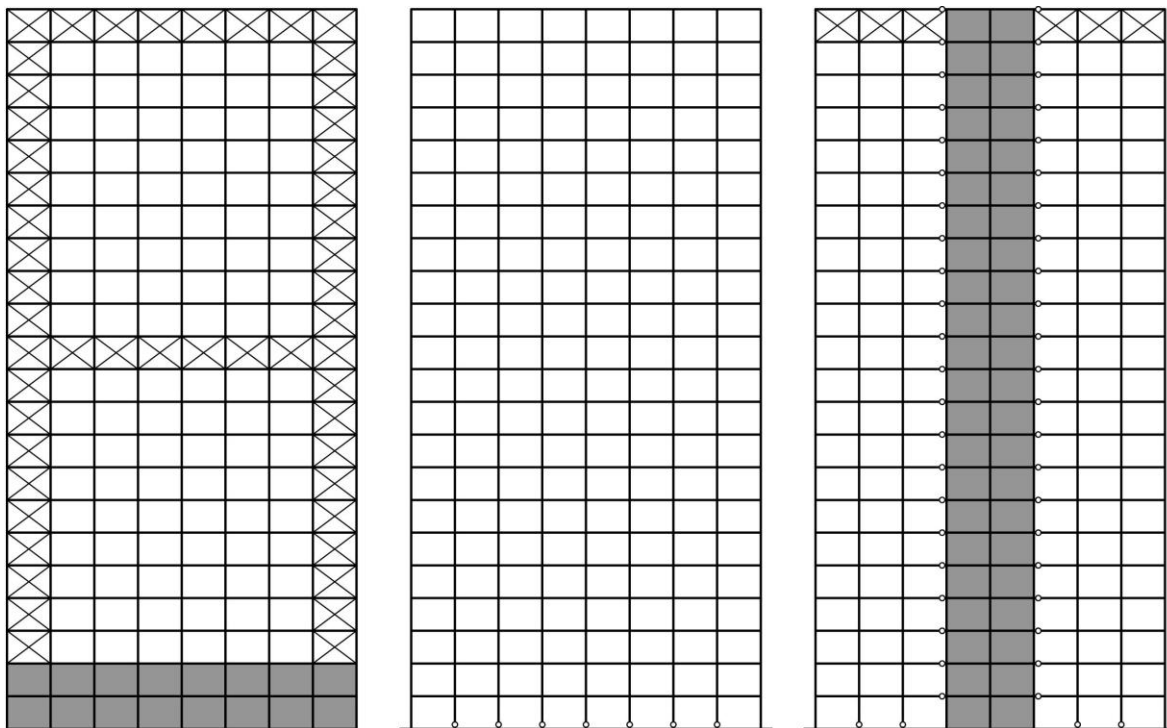
Autrigeri – dijagonale i rigle: **IPB 200**;

Pojasni spregovi – dijagonale i rigle u sastavu spregova: **IPB 200**.

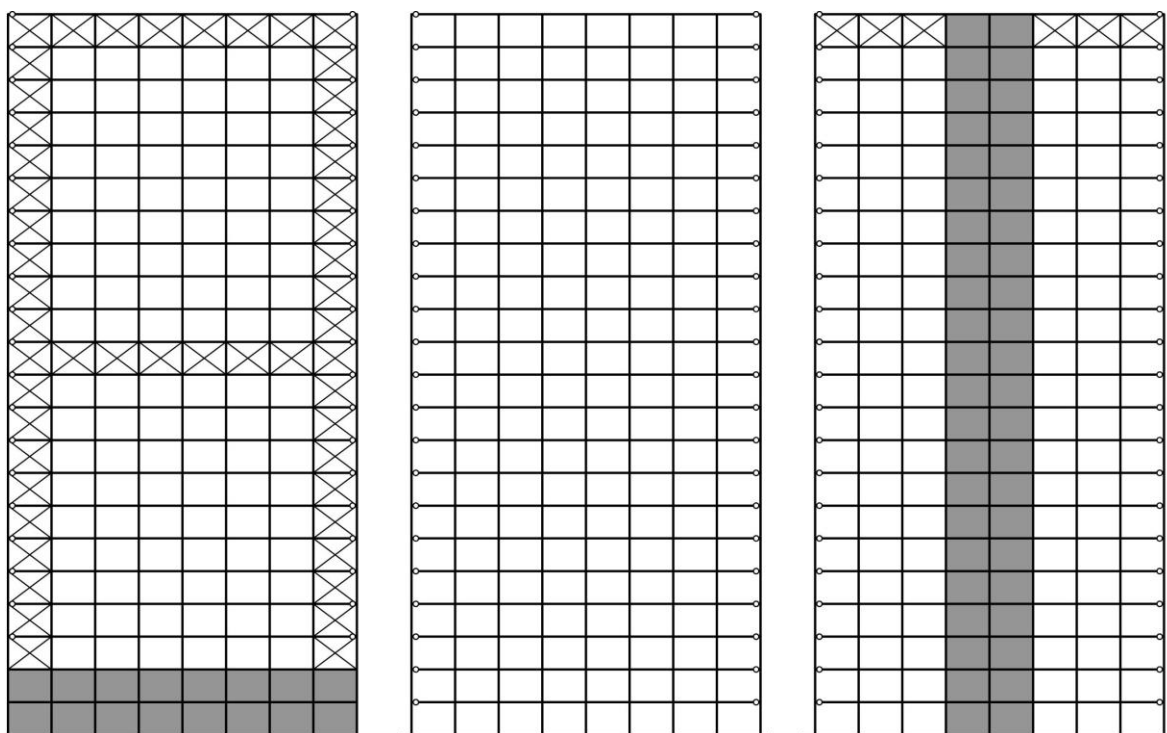
U daljem radu formirani su proračunski modeli preostalih trinaest sistema (Modeli 2 – 14), Slike 74 – 86, kod kojih su zadržane iste dimenzije nosećih elemenata kao kod Modela 1, a koji sadrže i isto raspoređene spregove, istih dimenzija. Potom je urađena modalna analiza. Vrednosti osnovnih perioda sopstvenih oscilacija kod svih sistema bili su manji od 2,0 s. Sproveden je proračun na dejstvo zemljotresa i utvrđeno da svi sistemi imaju zadovoljene sve kriterijume prostorne stabilnosti, te nije bilo potrebno menjati dimenzije elemenata, niti raspored spregova.



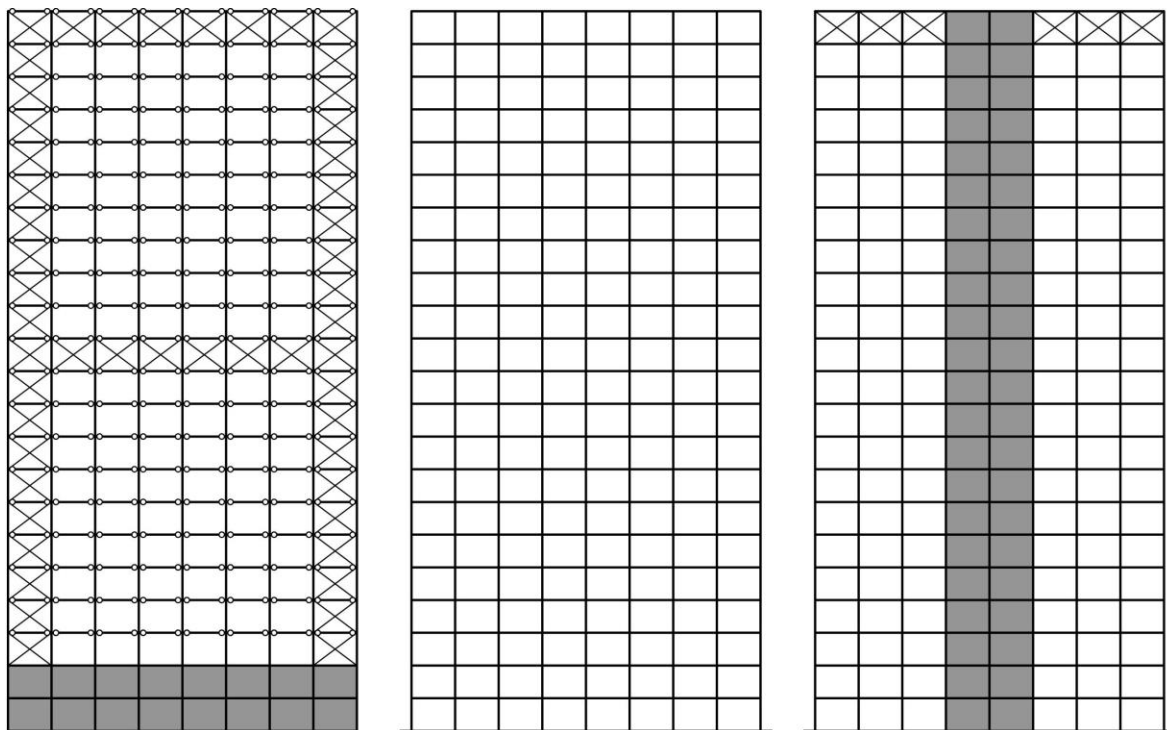
Slika 74 MODEL 2, P+19



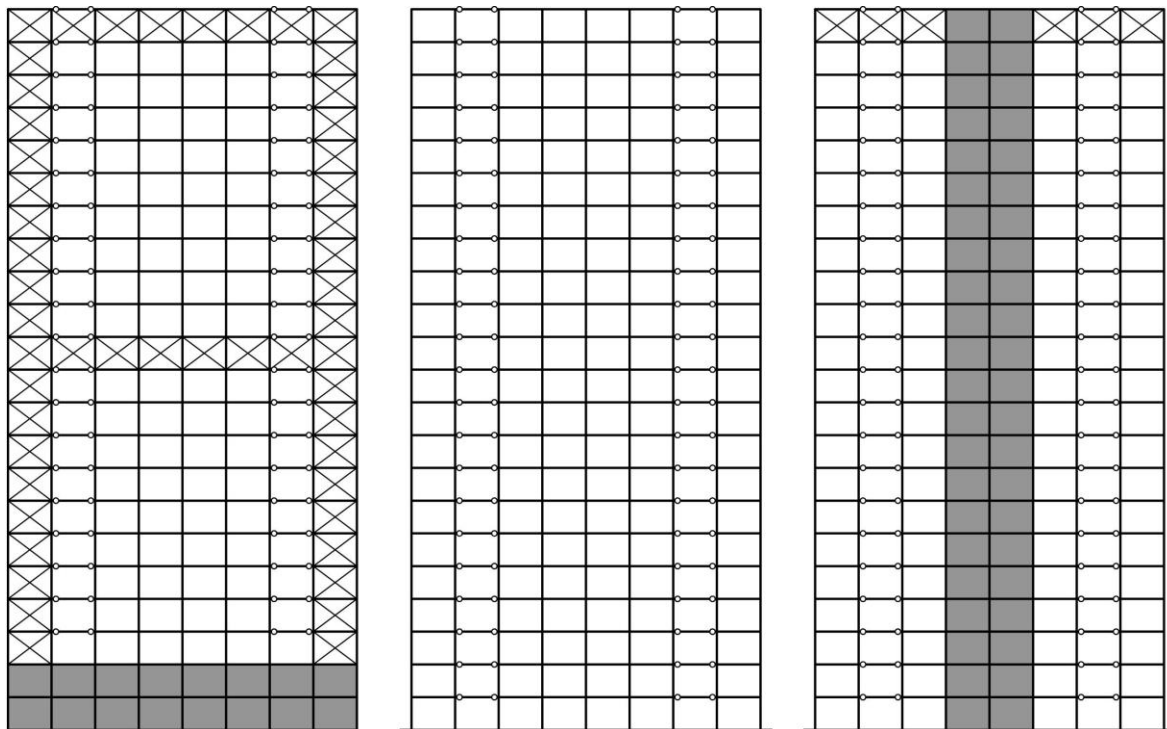
Slika 75 MODEL 3, P+19



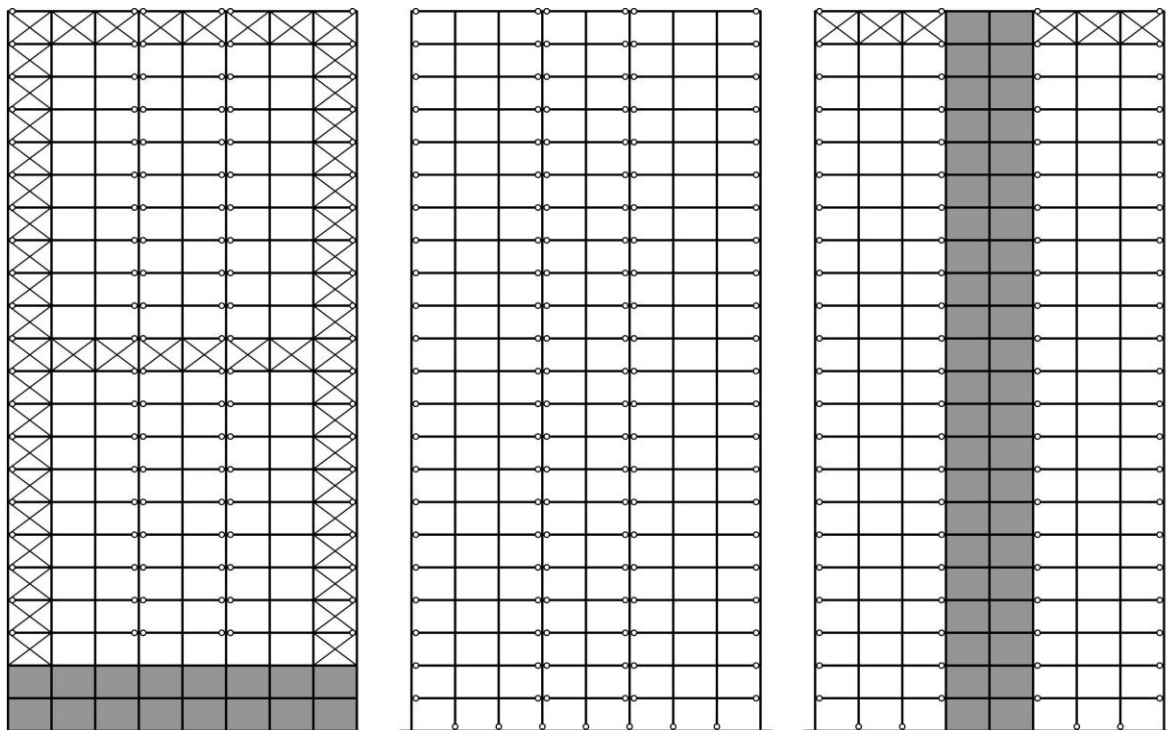
Slika 76 MODEL 4, P+19



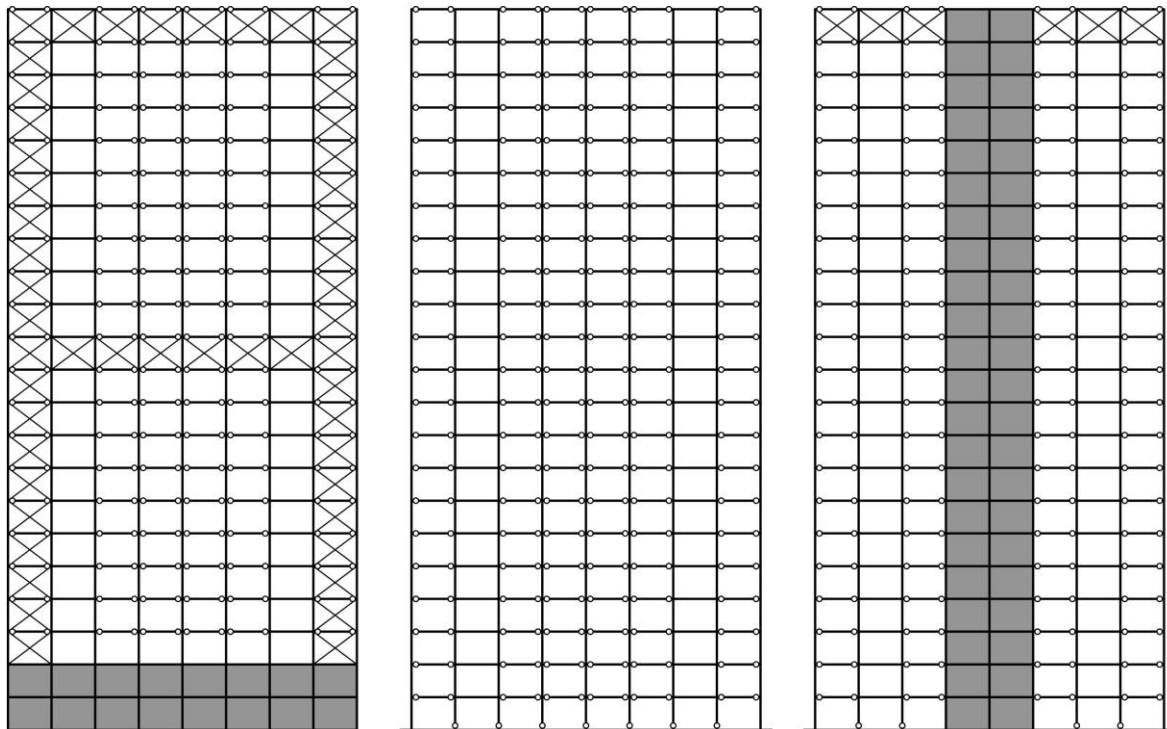
Slika 77 MODEL 5, P+19



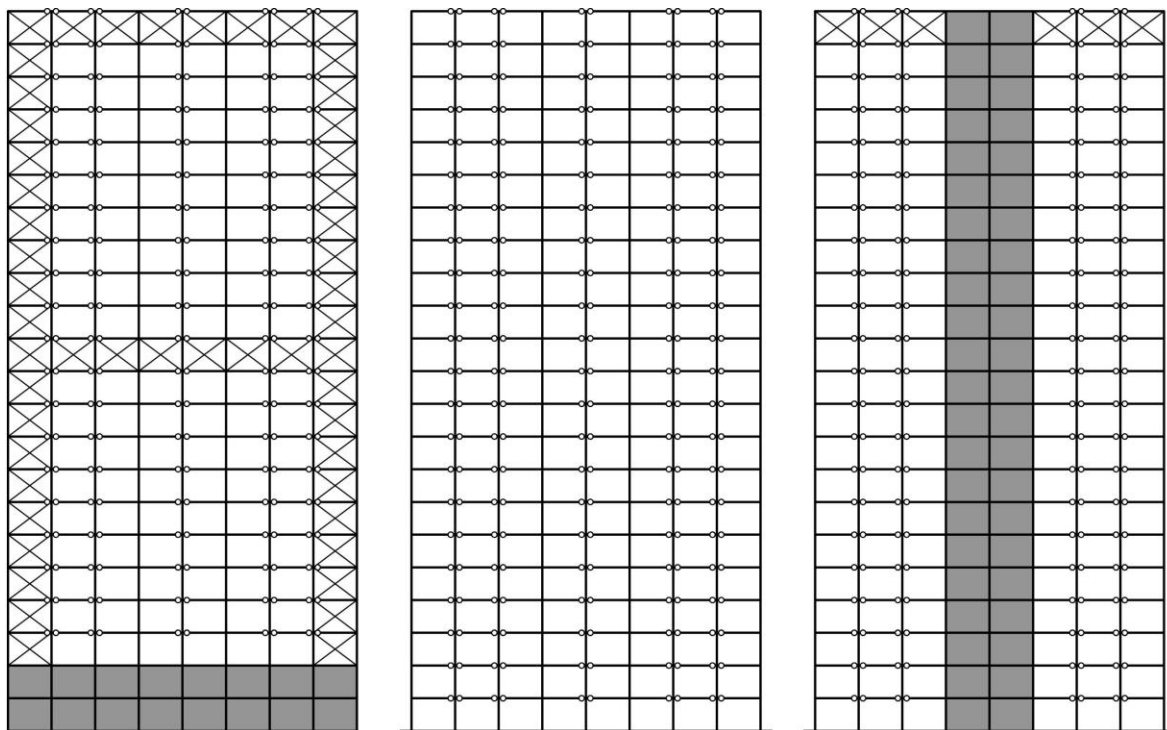
Slika 78 MODEL 6, P+19



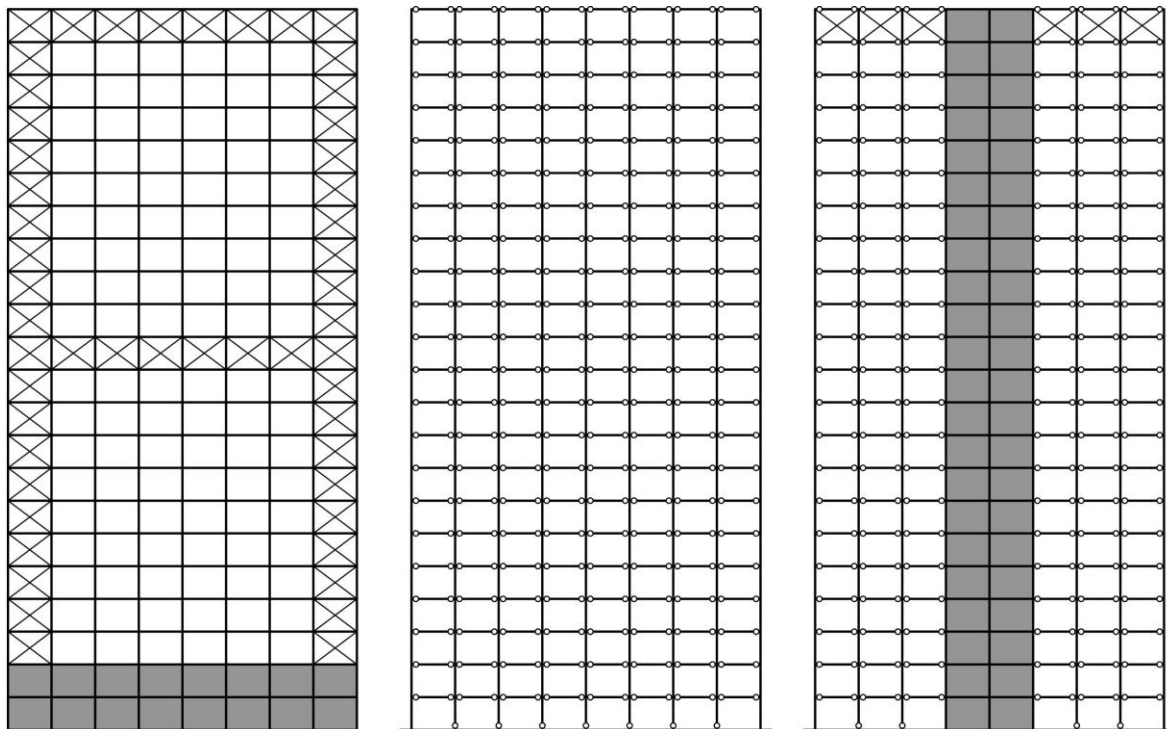
Slika 79 MODEL 7, P+19



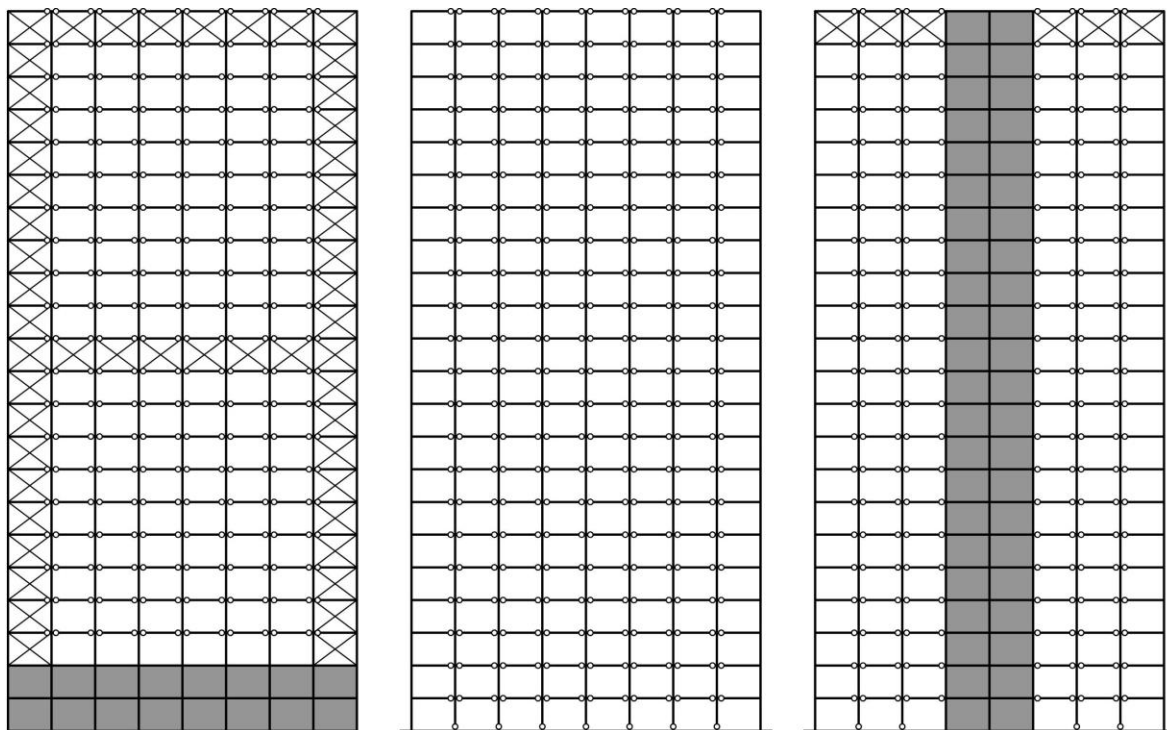
Slika 80 MODEL 8, P+19



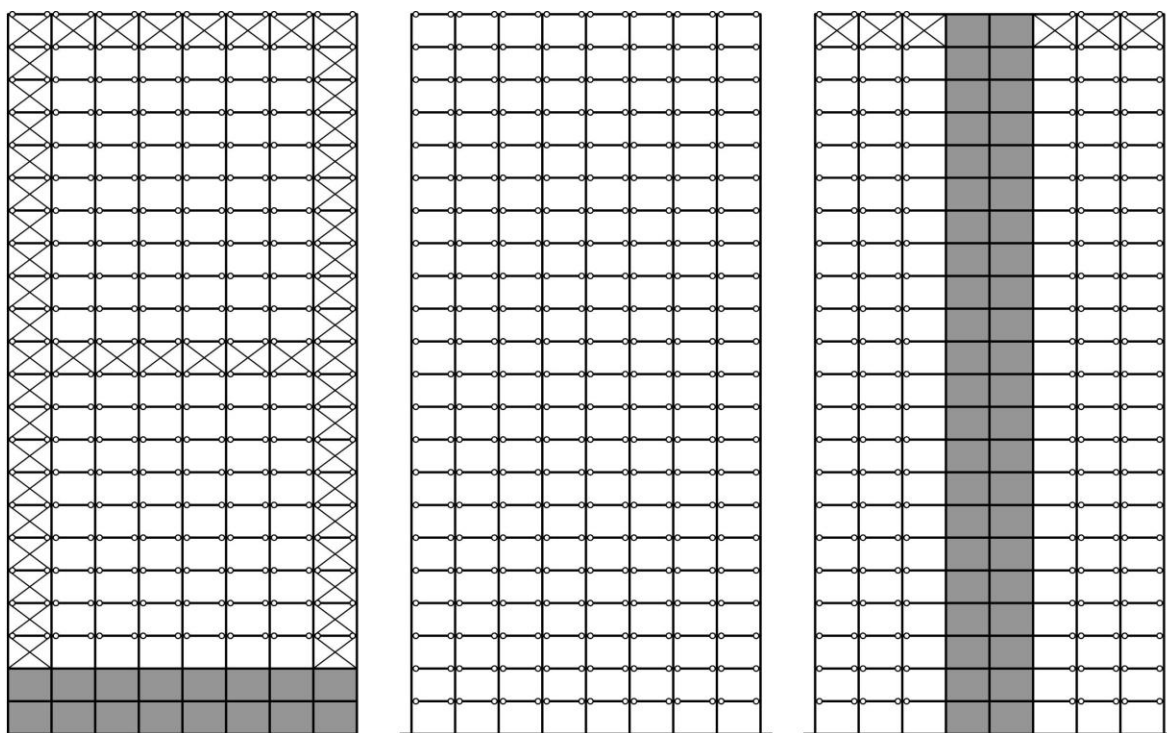
Slika 81 MODEL 9, P+19



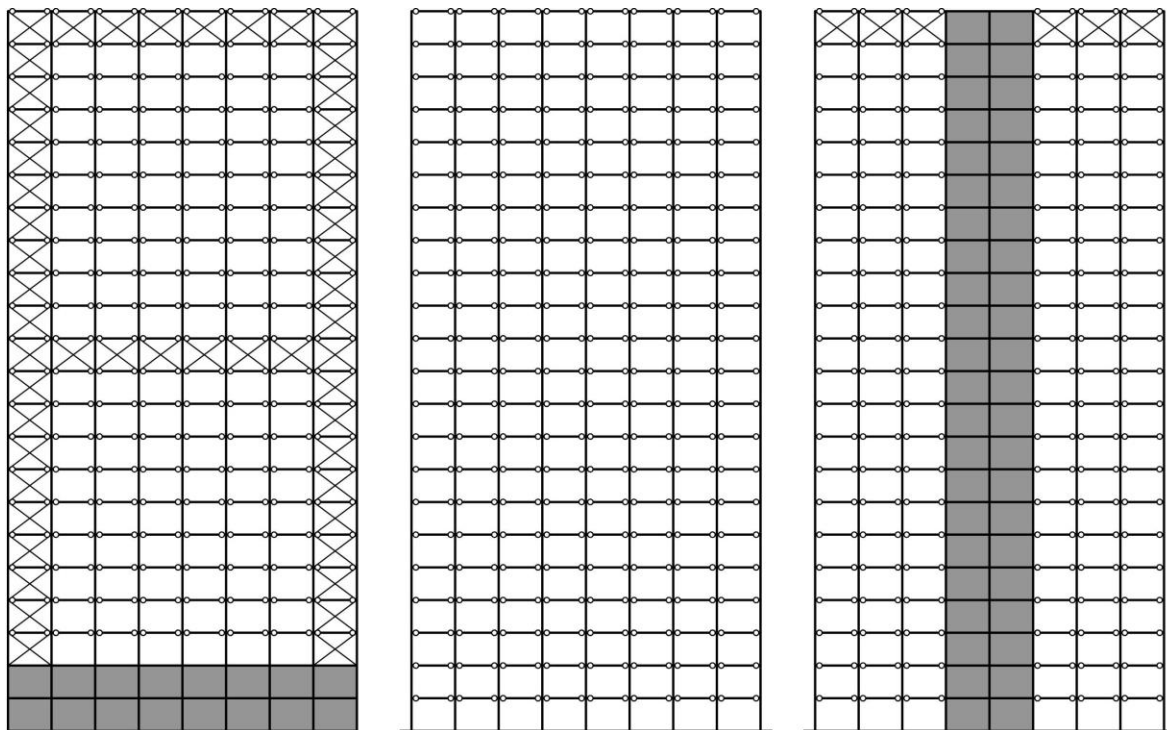
Slika 82 MODEL 10, P+19



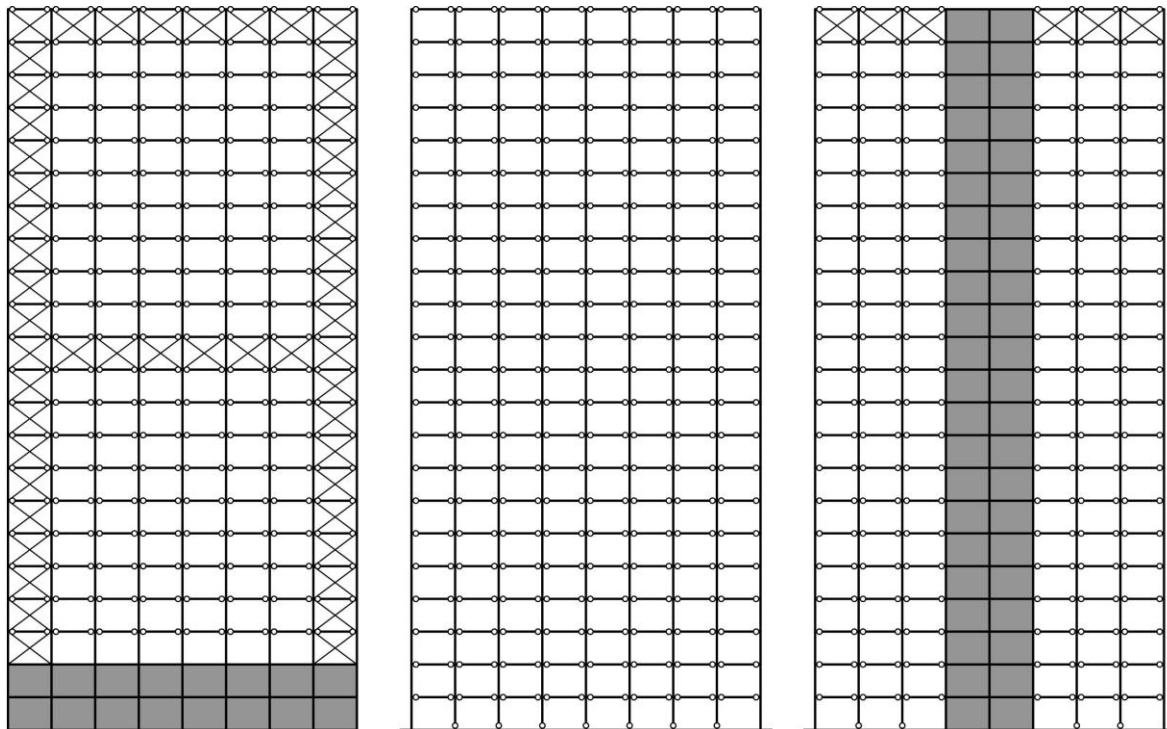
Slika 83 MODEL 11, P+19



Slika 84 MODEL 12, P+19



Slika 85 MODEL 13, P+19

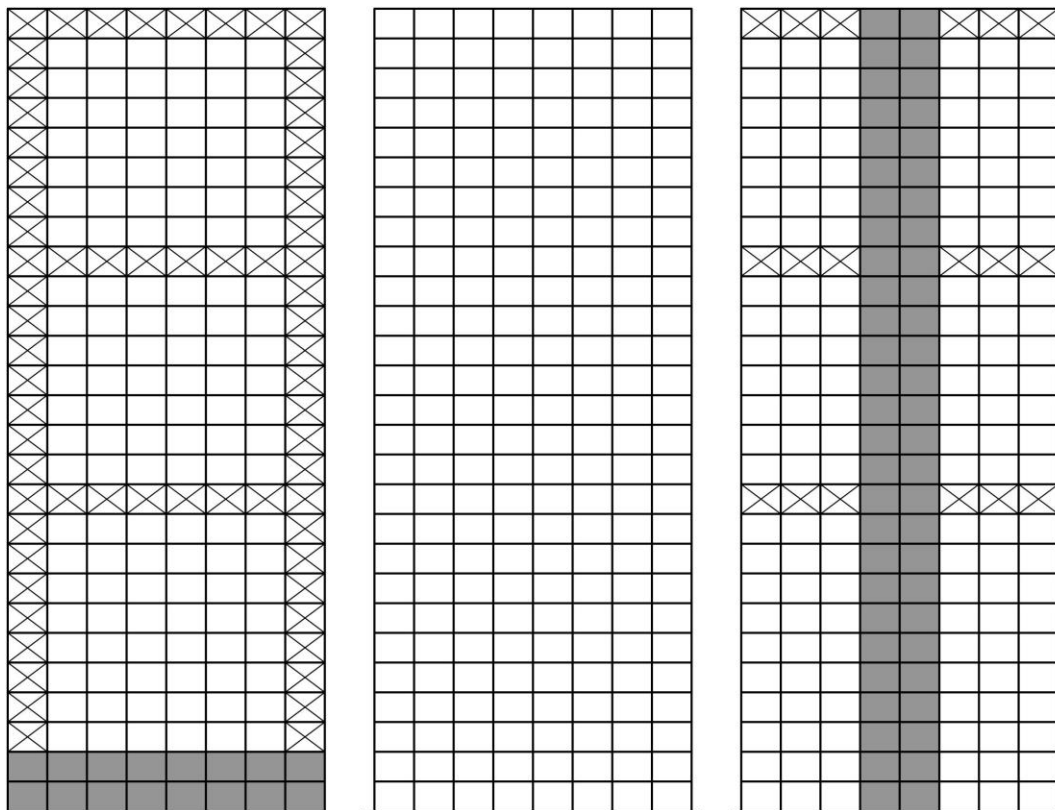


Slika 86 MODEL 14, P+19

4. Modeli spratnosti P+24

Nakon formiranja proračunskog modela uniformnog sistema sa krutim vezama, Model 1, Slika 87 i zadavanja mreže konačnih elemenata, sproveden je prvo proračun na dejstvo vertikalnih opterećenja i utvrđeno da je stanje napona i deformacija kao i stabilnosti konstrukcije zadovoljeno. Potom je izvršena modalna analiza. Osnovni periodi sopstvenih oscilacija prelazili su vrednost od 3,0 s, što je govorilo da se radi o fleksibilnoj konstrukciji koja zahteva dodatno ukrućenje spregovima. Da bi se sistem stabilizovao do utvrđenog nivoa, u više iteracija raspoređivani su spregovi i vršene sve neophodne analize. Povećana je i debljina zidova armirano–betonskog jezgra na 30 cm. Osnovni periodi sopstvenih oscilacija smanjeni su, ali ne ispod 2,0 s. Prihvaćene su zadovoljavajuće vrednosti, koje nešto malo prelaze 2,0 s i iznose 2,101 s u X – pravcu, odnosno 2,104 s u Y – pravcu. Za proračun seizmičkih sila koeficijent duktiliteta i prigušenja uzet je sa vrednošću $K_p=1,6$, za konstrukcije koje imaju veće periode sopstvenih oscilacija od 2,0 s.

Kao i kod prethodno analizirane spratnosti upotrebljen je isti sistem spregova u kombinaciji sa armirano–betonskim jezgrom, Slika 87. Svi postavljeni spregovi su sa ukrštenim dijagonalama, a njihov položaj je sledeći: vertikalni spregovi na uglovima objekta, autrigeri povezani sa centralnim armirano–betonskim jezgrom i naspravnim stubovima u fasadnim zidovima u poslednjoj etaži, 16. i 8. spratu, kao i ogovarajući pojasni spregovi u etažama u kojima se nalaze i autrigeri.



Slika 87 MODEL 1, P+24

Konačno, dimenzije elemenata od čelika i betona u nosećoj konstrukciji, kao i dimenzije elemenata spregova, kojima je postignut nivo odgovarajuće prostorne stabilnosti su sledeće:

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači: **IPE 200**;

Stubovi:

- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – **2IPBv 450**;
- od 2. do 5. sprata – **2IPBv 400**;
- od 6. do 9. sprata – **2IPBv 340**;
- od 10. do 13. sprata – **2IPBv 300**;
- od 14. do 17. sprata – **2IPBv 260**;
- od 18. do 21. sprata – **2IPBv 220**;
- od 22. do 24. sprata – **2IPBv 200**;

Armirano–betonsko jezgro: $d_z=30\text{cm}$;

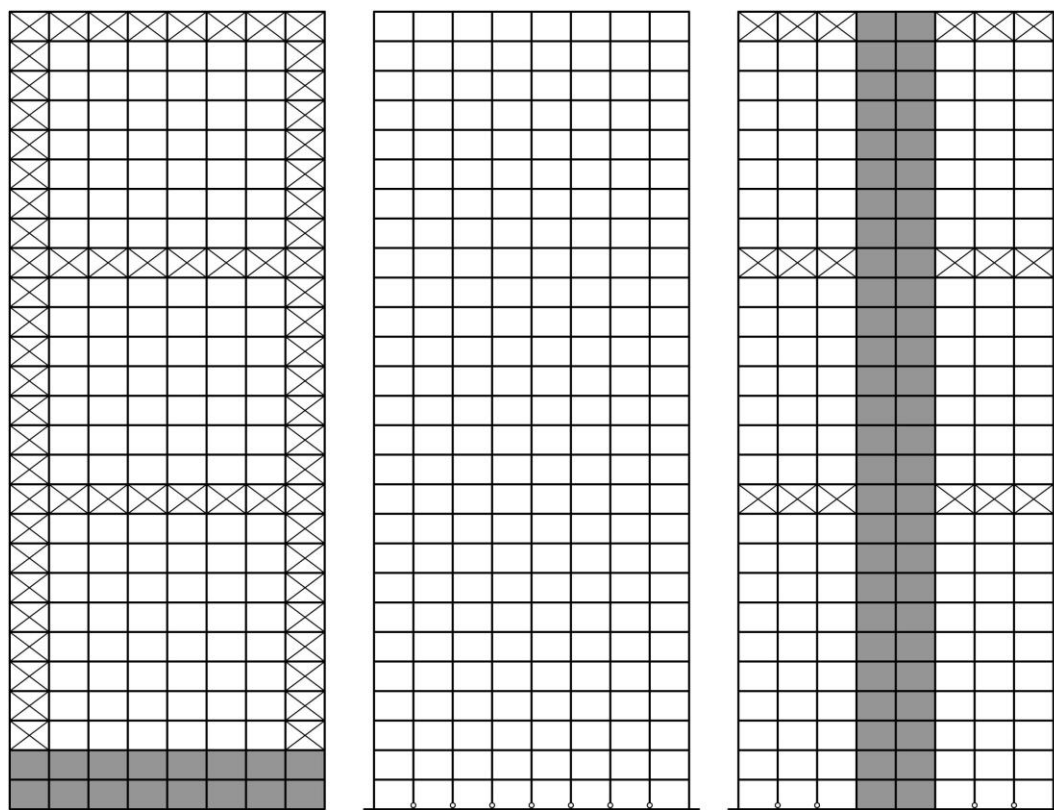
Vertikalni spregovi – dijagonale i rigle: **IPBv 220**;

Autrigeri – dijagonale i rigle: **IPBv 220**;

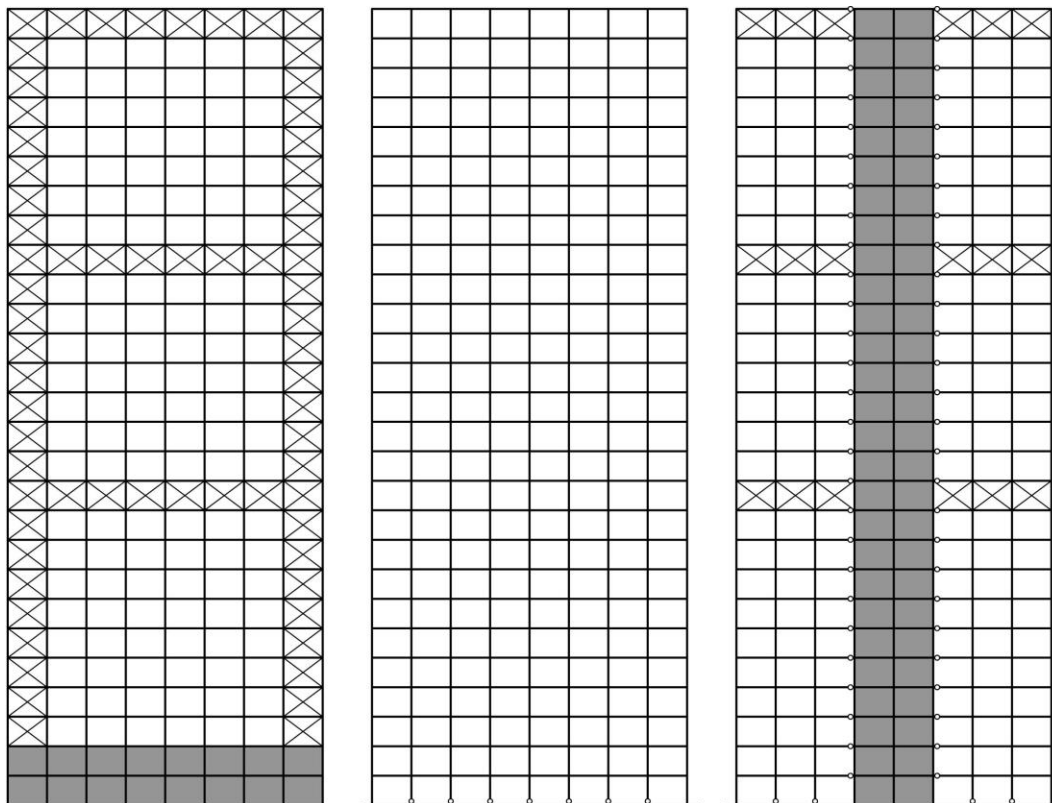
Pojasni spregovi – dijagonale i rigle: **IPBv 220**.

U daljem radu formirani su proračunski modeli preostalih trinaest sisitema (Modeli 2 – 14), Slike 88 – 100, kod kojih su zadržane iste dimenzije

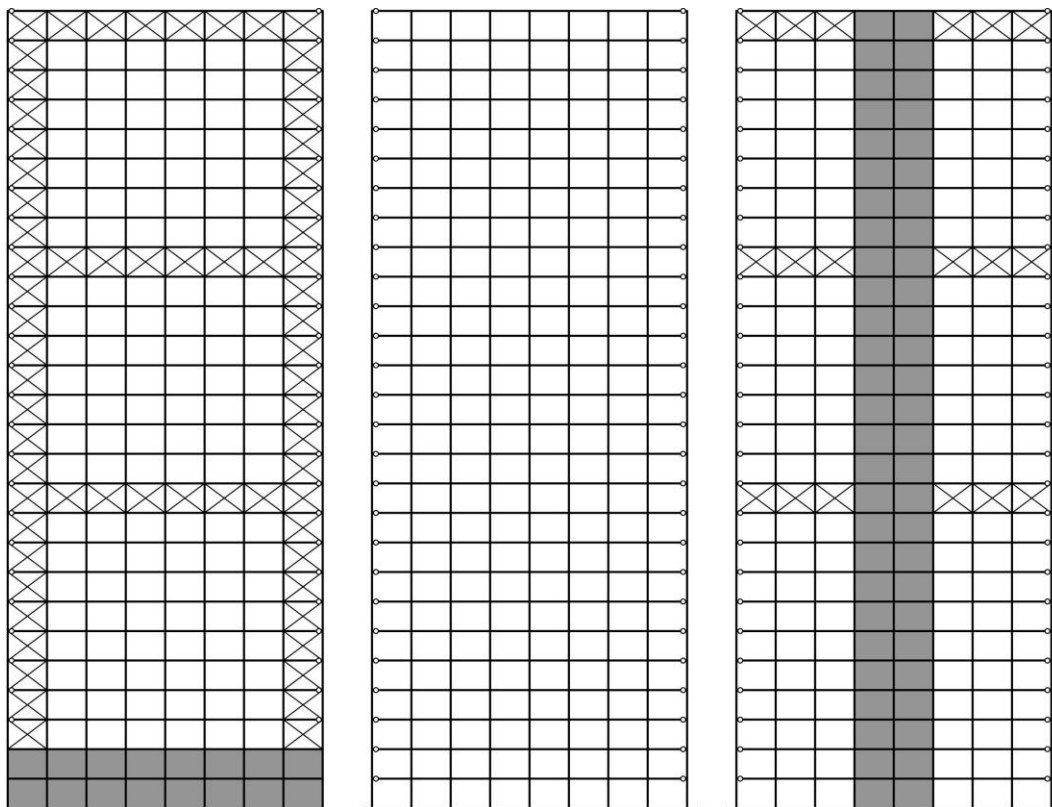
nosećih elemenata kao kod modela sistema sa krutim vezama (Model 1), koji takođe sadrže i isto raspoređene spregove. Potom je urađena modalna analiza i kod svih sistema vrednosti osnovnih perioda sopstvenih oscilacija prelazili su 2,0 s. Najveće vrednosti imao je uniformni sistem sa zglobnim vezama i to 2,138 s u X – pravcu i 2,145 s u Y – pravcu. Sproveden je proračun na dejstvo odgovarajućih zemljotresa i utvrđeno da je prostorna stabilnost zadovoljavajuća, sem kod sedam sistema, kod kojih su maksimalni horizontalni ugibi u Y – pravcu ili u oba pravca prelazili dozvoljenu vrednost od 7,5 cm. Međutim, obzirom da ovo prekoračenje nije bilo zanačajne veličine i maksimalno je iznosilo 0,185 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama, zadržane su iste dimenzije nosećih elemenata bez dodavanja spregova.



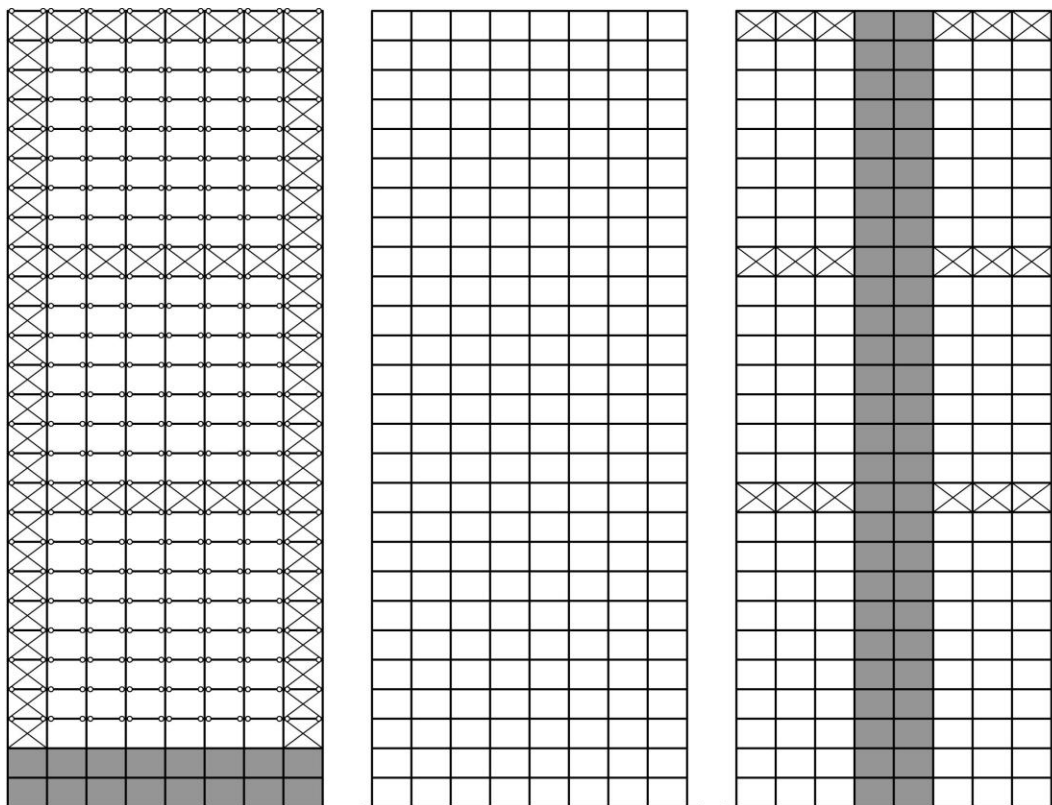
Slika 88 MODEL 2, P+24



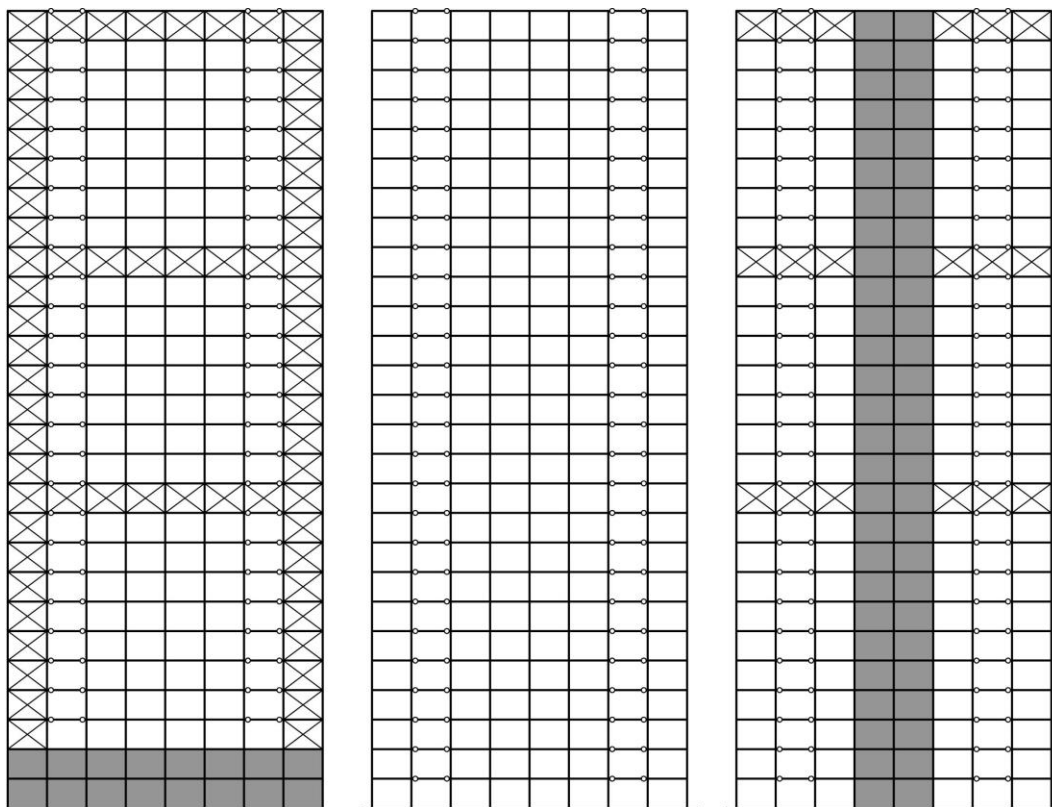
Slika 89 MODEL 3, P+24



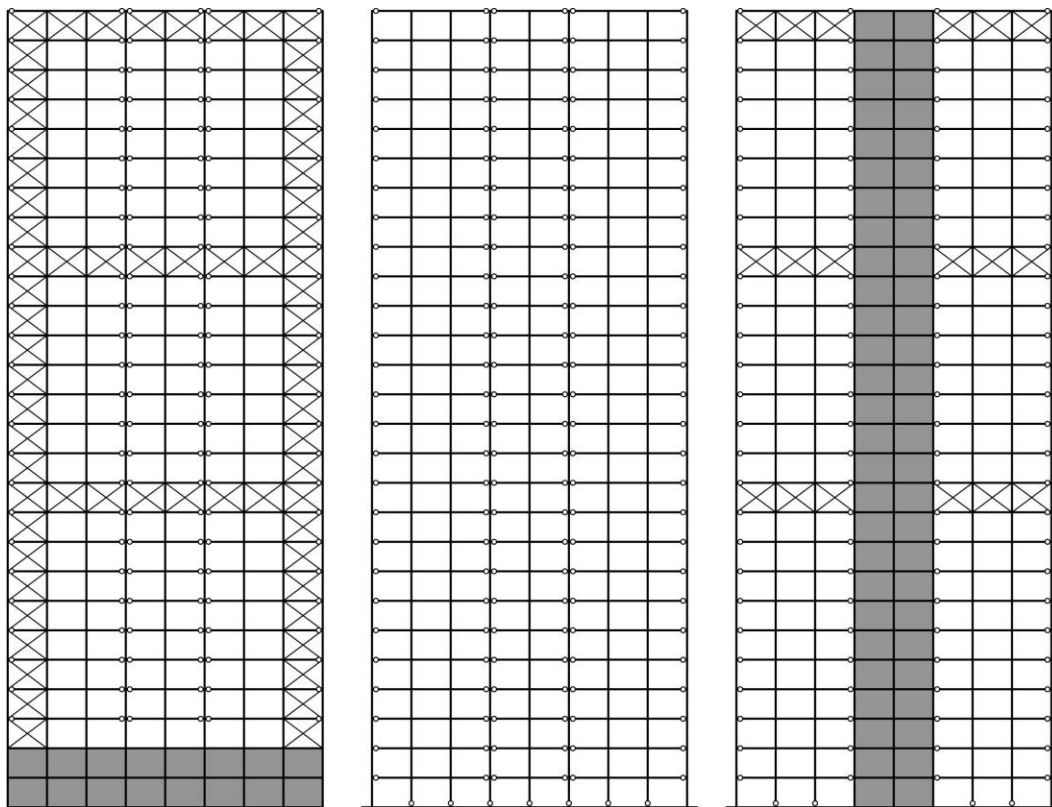
Slika 90 MODEL 4, P+24



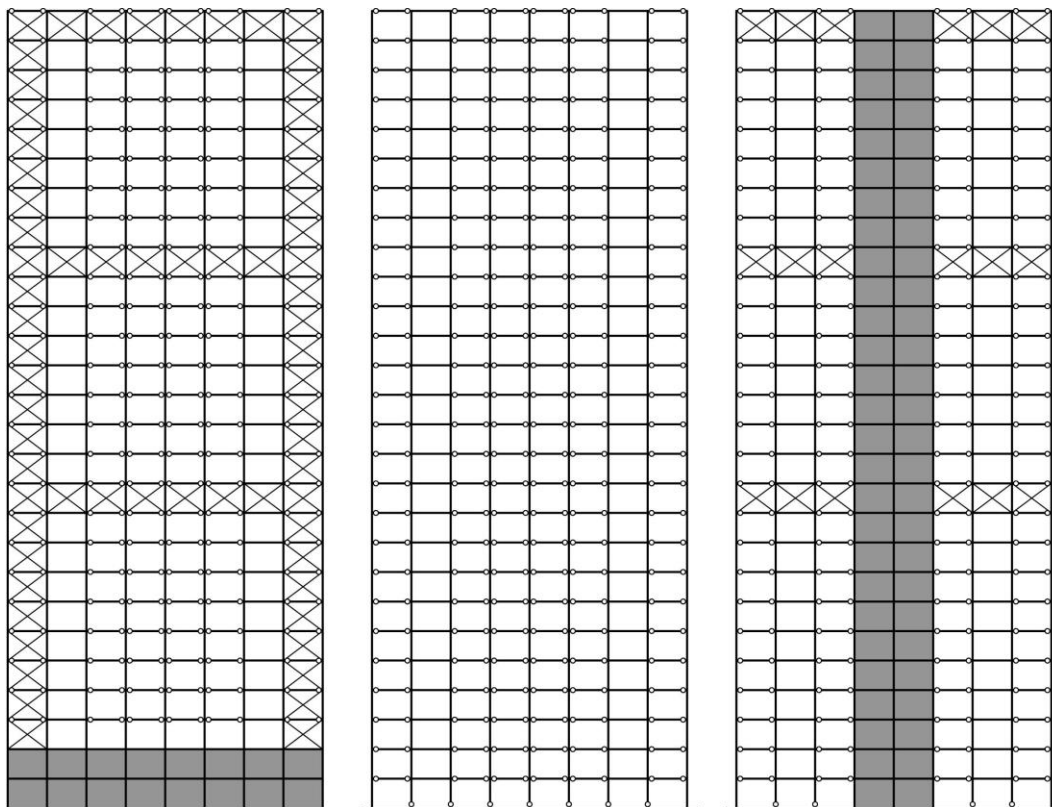
Slika 91 MODEL 5, P+24



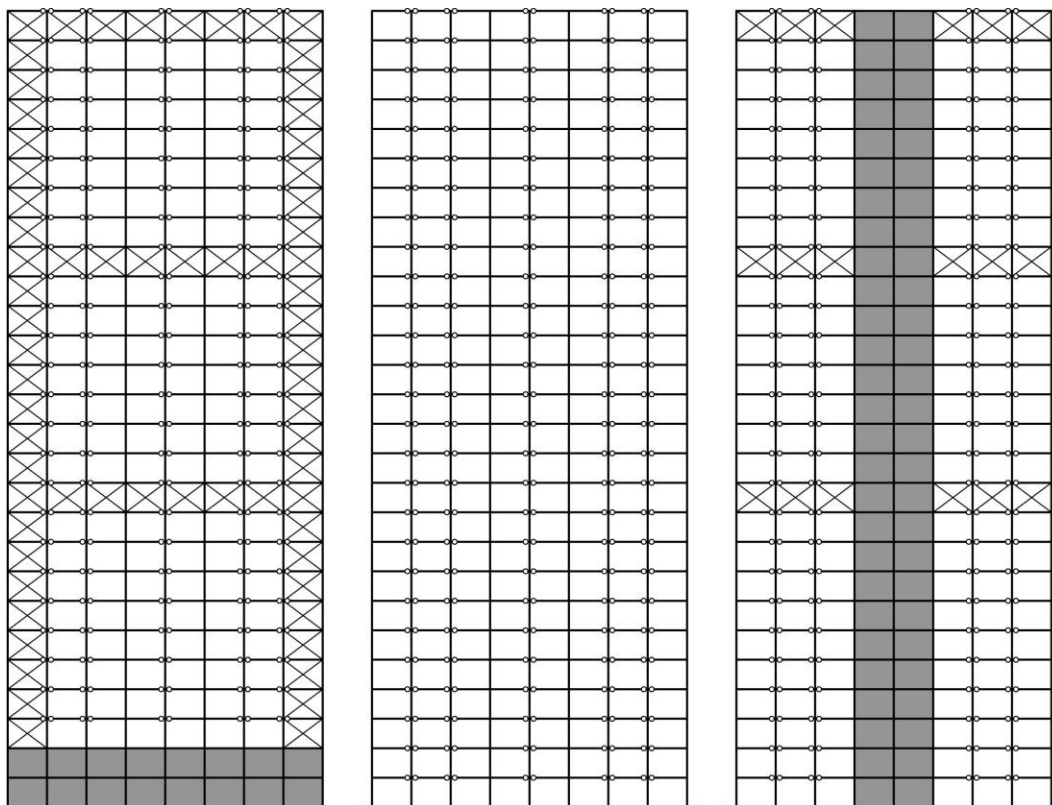
Slika 92 MODEL 6, P+24



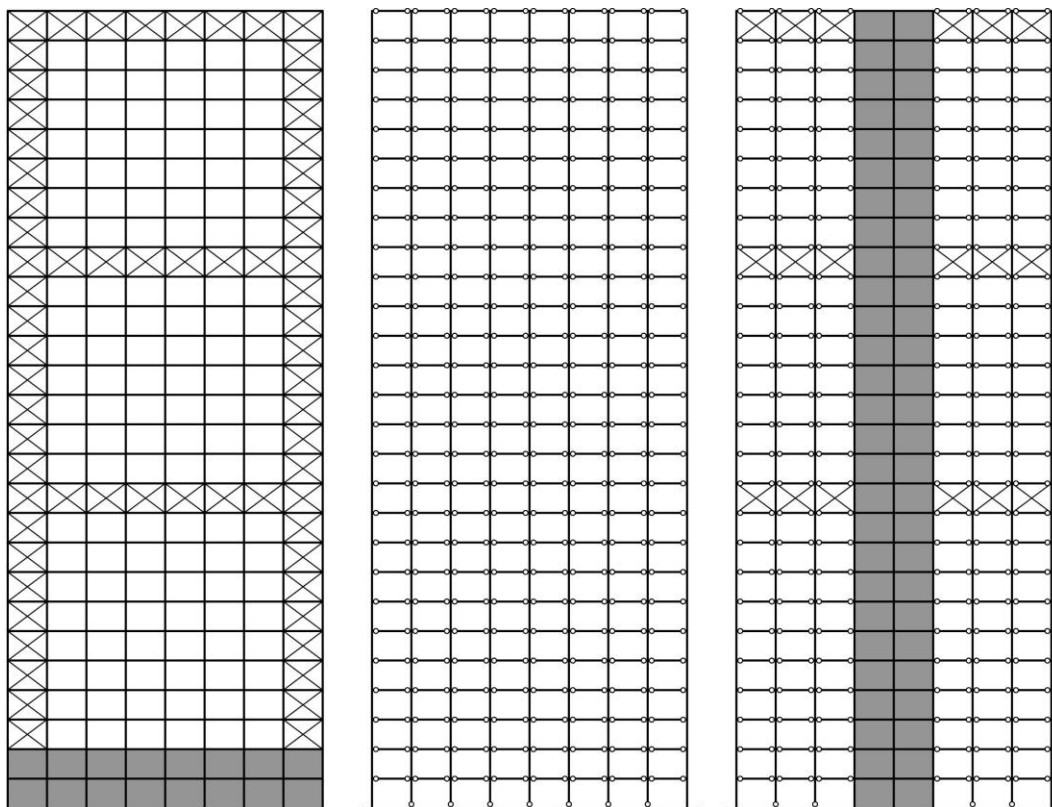
Slika 93 MODEL 7, P+24



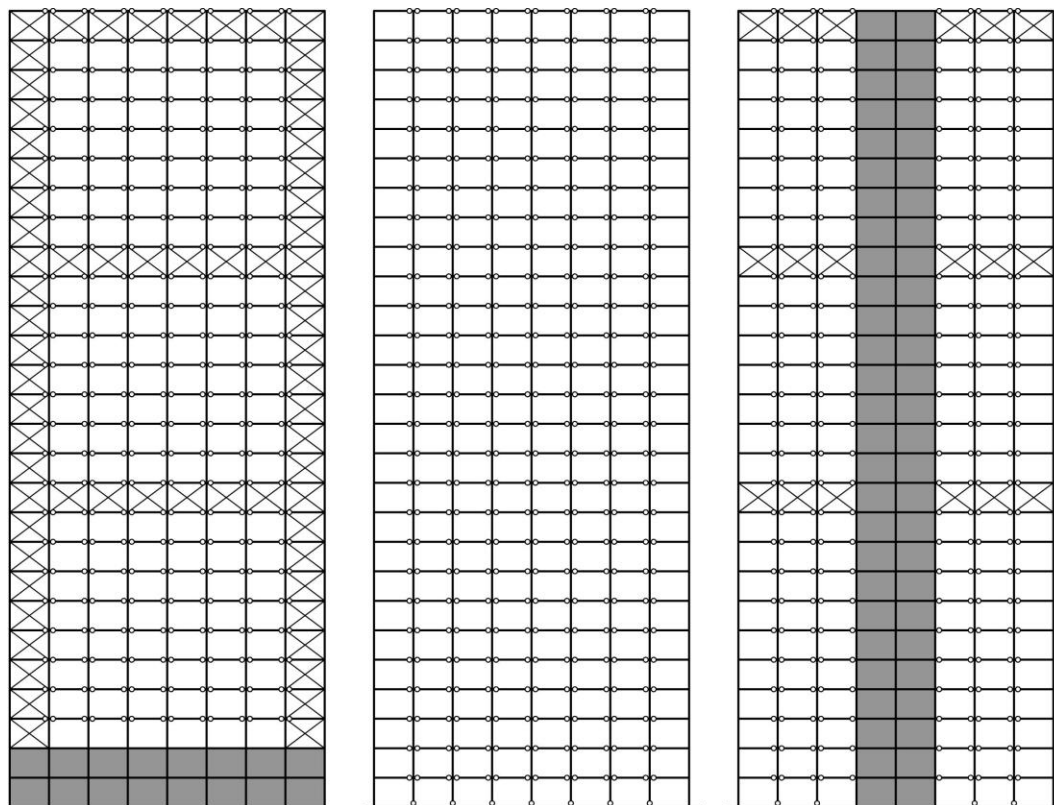
Slika 94 MODEL 8, P+24



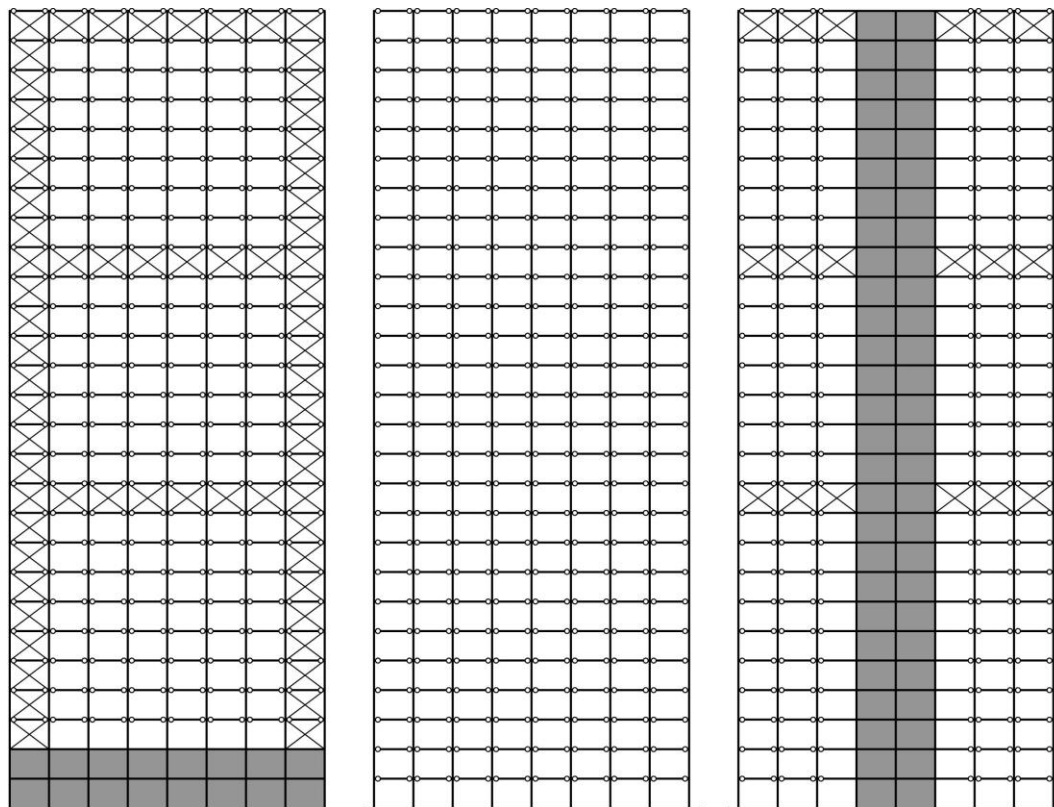
Slika 95 MODEL 9, P+24



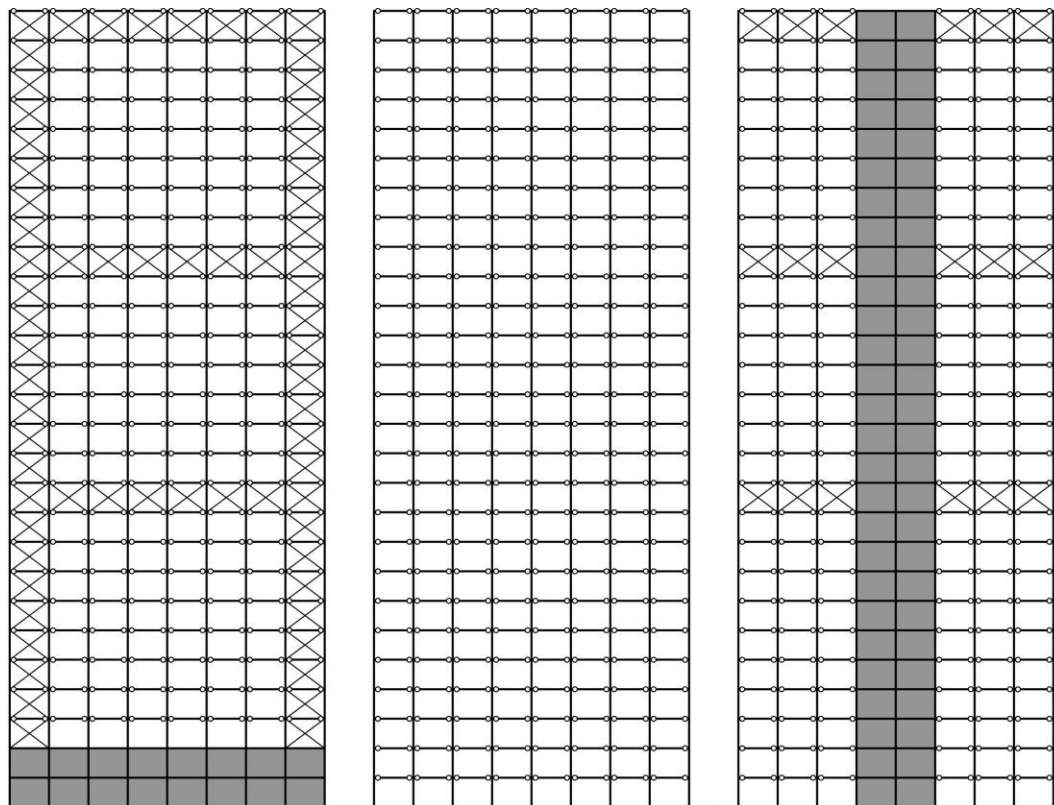
Slika 96 MODEL 10, P+24



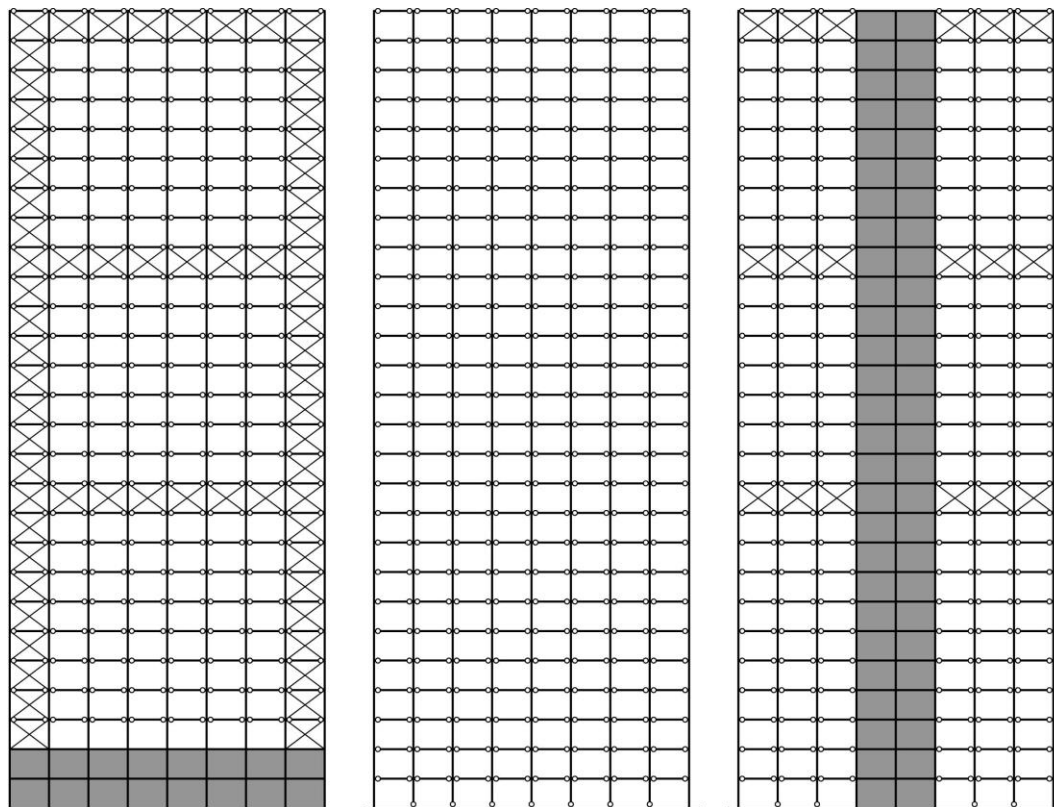
Slika 97 MODEL 11, P+24



Slika 98 MODEL 12, P+24



Slika 99 MODEL 13, P+24



Slika 100 MODEL 14, P+24

5.3.4.2. Modeli bez armirano–betonskog jezgra

U ovoj grupi takođe je izrađeno i analizirano četrnaest tipova sistema (Modeli 1 – 14). Ovi sistemi imaju identičan raspored zglobnih i krutih veza kao i sistemi sa armirano–betonskim jezgrom, samo ne sadrže jezgro, pa zbog racionalnog korišćenja prostora, u tekstu nisu date slike ovih sistema, a legenda koja je data u odeljku 5.3.3. važi i za njih.

Kao i kod sistema sa armirano–betonskim jezgrom, za svaku analiziranu spratnost, prvo je formiran model uniformnog sistema sa krutim vezama – kruti model (Model 1). Ovaj model je kroz više iteracija proračuna, koje su obuhvatale i proračun osnovnih perioda sopstvenih oscilacija, dimenzionisan za prijem opterećenja od zemljotresa, a njegova prostorna stabilnost obezbeđena je isključivo odgovarajućim poprečnim presecima nosećih elemenata od čelika i krutim vezama između njih, bez dodatnih ukrućenja.

Ostalih trinaest modela (Modeli 2–14) dobijeni su zamenom odgovarajućih krutih veza zglobnim vezama, odnosno oslobađanjem momenta savijanja M_z na krajevima odgovarajućih nosača, ili na mestima veze stubova za temeljnu konstrukciju u krutom modelu (Model 1). Na taj način, dimenzije nosećih elemenata svih modela ostale su identične kao i kod Modela 1, samo su odgovarajuće krute veze zamenjene zglobnim. Za ovako formirane modele sprovedena je modalna analiza, sračunati osnovni periodi sopstvenih oscilacija, T_{1x} i T_{1y} i modeli su tretirani na odgovarajuće opterećenje od zemljotresa. Ovi modeli nisu dimenzionisani, već su kod njih zadržane iste dimenzije poprečnih preseka stubova i nosača kao kod početnog, uniformnog sistema sa krutim vezama, kao što je već istaknuto, radi poređenja.

Dimenzije usvojenih elemenata konstrukcije sistema sa krutim vezama date su u daljem tekstu.

1. Modeli spratnosti P+9

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači:

- od 1. do 6. sprata – **IPE 300**;
- od 7. sprata do krova – **IPE 240**.

Stubovi:

- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – **2IPB 300**;
- od 2. do 5. sprata – **2IPB 260**;
- od 6. do 9. sprata – **2IPB 220**.

2. Modeli spratnosti P+14

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači:

- od 1. do 6. sprata – **IPE 330**;
- od 7. do 12. sprata – **IPE 300**;
- od 13. sprata do krova – **IPE 240**.

Stubovi:

- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – **2IPB 360**;
- od 2. do 5. sprata – **2IPB 340**;
- od 6. do 8. sprata – **2IPB 300**;
- od 9. do 11. sprata – **2IPB 260**;
- od 12. do 14. sprata – **2IPB 220**.

3. Modeli spratnosti P+19

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači:

- od 1. do 5. sprata – **IPB 360**;
- od 6. do 11. sprata – **IPB 320**;
- od 12. do 17. sprata – **IPB 280**;
- od 18. sprata do krova – **IPB 220**.

Stubovi:

- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – **2IPB_v 500**;
- od 2. do 4. sprata – **2IPB_v 450**;
- od 5. do 7. sprata – **2IPB_v 400**;
- od 8. do 10. sprata – **2IPB_v 360**;
- od 11. do 13. sprata – **2IPB_v 320**;
- od 14. do 16. sprata – **2IPB_v 280**;
- od 17. do 19. sprata – **2IPB_v 240**.

4. Modeli spratnosti P+24

Međuspratna ploča: $d_p=12\text{cm}$;

Tavanični nosači:

- od 1. do 6. sprata – **IPB 500**;
- od 7. do 10. sprata – **IPB 450**;
- od 11. do 18. sprata – **IPB 400**;
- od 19. do 22. sprata – **IPB 360**;
- od 23. sprata do krova – **IPB 300**.

Stubovi:

- u podrumu, prizemlju i 1. spratu – 2IPB_v 900;
- od 2. do 5. sprata – 2IPB_v 800;
- od 6. do 9. sprata – 2IPB_v 700;
- od 10. do 13. sprata – 2IPB_v 650;
- od 14. do 17. sprata – 2IPB_v 600;
- od 18. do 21. sprata – 2IPB_v 550;
- od 22. do 24. sprata – 2IPB_v 500.

5.3.5. POREĐENJE MAKSIMALNIH POPREČNIH PRESEKA NOSEĆIH ELEMENATA

Podaci u Tabeli 3 pokazuju maksimalne usvojene dimenzije poprečnih preseka nosećih elemenata od čelika u analiziranim sistemima sa i bez armirano–betonskog jezgra. Ostale dimenzije detaljno su date u prethodnom odeljku. Kako se može videti, maksimalne dimenzije stubova kod sistema bez armirano–betonskog jezgra, za sve spratnosti veće su, više od dva puta, u odnosu na sisteme sa armirano–betonskim jezgrom. Takođe i maksimalni poprečni preseki nosača kod sistema bez jezgra, znatno su veći od usvojenih preseka nosača kod sistema sa armirano–betonskim jezgrom, koji su, kao što je dato, kod ovih sistema potpuno unificirani u svim spratovima, za sve visine analiziranih zgrada i za sve tipove analiziranih sistema.

TABELA 3 Maksimalni usvojeni preseki nosača i stubova

SPRATNOST	SISTEMI SA AB JEZGROM		SISTEMI BEZ AB JEZGRA	
	STUBOVI	NOSAČI	STUBOVI	NOSAČI
P+9	IPB 260	IPE 200	2IPB 300	IPE 300
P+14	IPB 340	IPE 200	2IPB 360	IPE 330
P+19	IPB 450	IPE 200	2IPB _v 500	IPB 360
P+24	2IPB _v 450	IPE 200	2IPB _v 900	IPB 500

6. PREZENTACIJA I DISKUSIJA REZULTATA ISTRAŽIVANJA

6.1. MODELI SA ARMIRANO–BETONSKIM JEZGROM

6.1.1. MODELI SPRATNOSTI P+9

Modeli spratnosti P+9 su modeli sa najmanjom visinom, koja iznosi 30 m i najmanjom vitkošću, obzirom da je odnos njihove visine i stranice njihove osnove $H/a=30/32=0,9375$. Dozvoljeni maksimalni horizontalni ugib usled dejstva seizmičkih sila, sračunat po Teoriji elastičnosti, ograničen je na $f_{dop}=3,0$ cm.

Tabela 4 pokazuje da, kod svih analiziranih sistema, merodavni periodi sopstvenih oscilacija zgrade u oba ortogonalna pravca imaju vrednost približno 1,0 s i da su razlike između njih, od modela do modela, izuzetno male. Tačnije, u X – pravcu osnovni periodi oscilovanja kreću se od 0,9895 s za uniformni sistem sa krutim vezama (Model 1) do 1,002 s za uniformni sistem sa zglobnim vezama (Model 14), a u Y – pravcu od 0,9406 s do 0,9639 s za istoimene

sisteme. Razlika ΔT_{1x} između ova dva sistema iznosi samo 0,0125 s, a razlika ΔT_{1y} samo 0,0233 s.

Maksimalni horizontalni ugibi kod svih analiziranih sistema su u dozvoljenim granicama, to jest manji od 3,0 cm. Takođe, kao i za periode sopstvenih oscilacija i razlike između ugiba su veoma male. Ugib u X – pravcu kreće se od 2,379 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 2,440 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), tako da maksimalna razlika ΔX koja se javlja između ovih potpuno suprotnih sistema u pogledu tipa veza u konstrukciji, iznosi samo 0,061 cm. Ugib u Y – pravcu se kreće od 2,173 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 2,279 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), te ovde razlika ΔY iznosi samo 0,106 cm.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 4.

TABELA 4 Sistemi zgrada P+9 (30m) sa jezgrom

NAZIV MODELA	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T_{1x}	T_{1y}	X	Y
MODEL 1	0,9895	0,9406	2,379	2,173
MODEL 2	0,9896	0,9408	2,380	2,181
MODEL 3	0,9901	0,9402	2,382	2,172
MODEL 4	0,9918	0,9444	2,388	2,196
MODEL 5	0,9930	0,9462	2,393	2,201
MODEL 6	0,9922	0,9470	2,395	2,204
MODEL 7	0,9943	0,9478	2,399	2,208
MODEL 8	0,9981	0,9558	2,418	2,239
MODEL 9	0,9975	0,9574	2,421	2,254
MODEL 10	0,9984	0,9579	2,424	2,248
MODEL 11	0,9998	0,9603	2,432	2,266
MODEL 12	1,001	0,9644	2,438	2,280
MODEL 13	1,002	0,9638	2,439	2,275
MODEL 14	1,002	0,9639	2,440	2,279

6.1.2. MODELI SPRATNOSTI P+14

Modeli spratnosti P+14 su modeli sa visinom koja iznosi 45 m i odnosom visine i stranice osnove $H/a=45/32=1,406$. Dozvoljeni maksimalni horizontalni ugib usled dejstva seizmičkih sila, sračunat po Teoriji elastičnosti ograničen je na $f_{dop}=4,5$ cm.

Tabela 5 pokazuje da, kod svih analiziranih sistema, merodavni periodi sopstvenih oscilacija zgrade u oba ortogonalna pravca iznose nešto više od 1,5 s i da su razlike između njih, od modela do modela, kao i u slučaju spratnosti P+9, izuzetno male. U X – pravcu osnovni periodi oscilovanja kreću se od 1,6897 s za uniformni sistem sa krutim vezama (Model 1) do 1,753 s za uniformni sistem sa zglobnim vezama (Model 14), a u Y – pravcu od 1,5997 s do 1,691 s za istoimene sisteme. Razlika ΔT_{1x} između ova dva sistema iznosi samo 0,0633 s, a razlika ΔT_{1y} samo 0,0913 s.

Maksimalni horizontalni ugib kod većine analiziranih sistema su u dozvoljenim granicama, to jest manji od 4,5 cm. Kod jednog broja sistema primećuje se neznatno prekoračenje ugiba u X – pravcu, tačnije kod sistema kod kojih su dominantnije zglobove veze (Modeli 8 – 14). To prekoračenje iznosi maksimalno 0,192 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14).

Takođe, kao i kod perioda sopstvenih oscilacija i razlike između ugiba su veoma male. Ugib u X – pravcu kreće se od 4,245 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 4,692 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), tako da maksimalna razlika ΔX koja se javlja između ovih potpuno suprotnih sistema u pogledu vrste veza u konstrukciji iznosi samo 0,447 cm. Ugib u Y – pravcu se kreće od 3,648 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 4,233 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), te ovde razlika ΔY iznosi samo 0,585 m.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 5.

TABELA 5 Sistemi zgrada P+14 (45m) sa jezgrom

NAZIV MODELA	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T _{1x}	T _{1y}	X	Y
MODEL 1	1,6897	1,5997	4,245	3,648
MODEL 2	1,6899	1,60	4,248	3,658
MODEL 3	1,692	1,598	4,259	3,653
MODEL 4	1,699	1,612	4,310	3,726
MODEL 5	1,7045	1,619	4,340	3,755
MODEL 6	1,706	1,627	4,360	3,813
MODEL 7	1,711	1,626	4,391	3,824
MODEL 8	1,732	1,659	4,532	4,018
MODEL 9	1,733	1,667	4,545	4,056
MODEL 10	1,737	1,668	4,574	4,081
MODEL 11	1,744	1,679	4,620	4,149
MODEL 12	1,751	1,693	4,676	4,224
MODEL 13	1,753	1,691	4,688	4,221
MODEL 14	1,753	1,691	4,692	4,233

6.1.3. MODELI SPRATNOSTI P+19

Modeli spratnosti P+19 su modeli visine koja iznosi 60 m i nešto većom vitkošću u poređenju sa modelima prethodne spratnosti, a odnos visine i stranice osnove iznosi $H/a=60/32=1,875$. Dozvoljeni maksimalni horizontalni ugib usled dejstva seizmičkih sila, sračunat po Teoriji elastičnosti ograničen je na $f_{dop}=6,0$ cm.

Tabela 6 pokazuje da, kod svih analiziranih sistema, merodavni periodi sopstvenih oscilacija zgrade u oba ortogonalna pravca iznose nešto manje od 2,0 s, čemu se i težilo prilikom njihovog dimenzionisanja i stabilizacije spregovima, obzirom da su na početku analize imali osnovne periode sopstvenih oscilacija koji su prelazili 2,0 s. Takođe, primetan je isti trend kao i kod sistema prethodno analiziranih spratnosti, da su razlike između perioda oscilovanja od modela do modela izuzetno male. U X – pravcu periodi oscilovanja iznose od 1,939 s za uniformni sistem sa krutim vezama (Model 1) do 1,975 s za uniformni sistem sa zglobnim vezama (Model 14), a u Y – pravcu od 1,879 s do 1,931 s za istoimene sisteme. Razlika ΔT_{1x} između ova dva sistema iznosi samo 0,036 s, a razlika ΔT_{1y} samo 0,052 s.

Kod svih analiziranih sistema maksimalni horizontalni ugibi su u dozvoljenim granicama, to jest manji od 6,0 cm. Takođe, kao i kod perioda sopstvenih oscilacija i razlike između ugiba su veoma male. Ugib u X – pravcu

kreće se od 5,414 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 5,696 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), tako da je maksimalna razlika ΔX koja se javlja između ovih potpuno suprotnih sistema u pogledu vrste veza u konstrukciji iznosila samo 0,282 cm. Ugib u Y – pravcu se kreće od 4,909 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 5,325 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), te ovde razlika ΔY iznosi samo 0,416 cm.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 6.

TABELA 6 Sistemi zgrada P+19 (60m) sa jezgrom

NAZIV MODEL A	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T_{1x}	T_{1y}	X	Y
MODEL 1	1,939	1,879	5,414	4,909
MODEL 2	1,940	1,880	5,417	4,915
MODEL 3	1,941	1,882	5,416	4,939
MODEL 4	1,942	1,882	5,439	4,938
MODEL 5	1,949	1,885	5,496	4,961
MODEL 6	1,951	1,896	5,509	5,038
MODEL 7	1,950	1,896	5,493	5,049
MODEL 8	1,962	1,913	5,583	5,178
MODEL 9	1,965	1,917	5,624	5,197
MODEL 10	1,965	1,918	5,607	5,215
MODEL 11	1,973	1,929	5,672	5,297
MODEL 12	1,973	1,929	5,694	5,293
MODEL 13	1,975	1,931	5,693	5,318
MODEL 14	1,975	1,931	5,696	5,325

6.1.4. MODELI SPRATNOSTI P+24

Modeli spratnosti P+24 su modeli najveće visine koja iznosi 75 m i najveće vitkosti, obzirom da je visina ovih modela više od dva puta veća od dimenzija u osnovi, tačnije odnos visine i stranice osnove iznosi $H/a=75/32=2,344$. Dozvoljeni maksimalni horizontalni ugib usled dejstva seizmičkih sila, sračunat po Teoriji elastičnosti ograničen je na $f_{dop}=7,5$ cm.

Tabela 7 pokazuje da, kod svih analiziranih sistema, merodavni periodi sopstvenih oscilacija u oba ortogonalna pravca iznose nešto više od 2,0 s. Zbog velike vitkosti, vrednosti osnovnih perioda sopstvenih oscilacija prostornih proračunskih modela, na samom početku analize, iznosili su nešto više od 3,0 s. Postavljanjem spegova njihovi periodi oscilovanja smanjeni su na prihvatljivu meru, koja je nešto veća od 2,0 s. Kao i kod prethodnih spratnosti, razlike između osnovnih perioda oscilovanja, od modela do modela, i ovde su izuzetno male. Za X – pravac periodi oscilovanja kreću se od 2,101 s za uniformni sistem sa krutim vezama (Model 1) do 2,138 s za uniformni sistem sa zglobnim vezama (Model 14), a za Y – pravac od 2,104 s do 2,145 s za istoimene sisteme. Razlika ΔT_{1x} između ova dva sistema iznose samo 0,037 s, a razlika ΔT_{1y} samo 0,041 s.

Maksimalni horizontalni ugibi za sisteme ove spratnosti uglavnom su u dozvoljenim granicama, to jest manji od 7,5 cm. Kod jednog broja modela, kod kojih dominiraju zglobne veze u konstrukciji (Modeli 8 – 14), primećuje se neznatno prekoračenje maksimalnog horizontalnog ugiba u jednom ili u oba pravca. To prekoračenje je maksimalno kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14) i iznosi 0,096 cm u X – pravcu i 0,185 cm u Y – pravcu.

Takođe, kao i kod perioda sopstvenih oscilacija i razlike između ugiba su veoma male. Ugib u X – pravcu kreće se od 7,199 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 7,596 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), tako da maksimalna razlika ΔX koja se javlja između ovih potpuno suprotnih sistema u pogledu vrste veza u konstrukciji iznosi samo 0,397 cm. Ugib u Y – pravcu se kretao od 7,243 cm kod uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1) do 7,685 cm kod uniformnog sistema sa zglobnim vezama (Model 14), te ovde razlika ΔY iznosi samo 0,442 cm.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 7.

TABELA 7 Sistemi zgrada P+24 (75m) sa jezgrom

NAZIV MODELA	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T _{1x}	T _{1y}	X	Y
MODEL 1	2,101	2,104	7,199	7,243
MODEL 2	2,102	2,105	7,202	7,258
MODEL 3	2,102	2,110	7,214	7,308
MODEL 4	2,106	2,106	7,274	7,271
MODEL 5	2,110	2,113	7,228	7,340
MODEL 6	2,114	2,116	7,339	7,381
MODEL 7	2,112	2,120	7,333	7,420
MODEL 8	2,124	2,133	7,444	7,547
MODEL 9	2,126	2,132	7,460	7,535
MODEL 10	2,127	2,135	7,480	7,571
MODEL 11	2,136	2,1433	7,575	7,655
MODEL 12	2,134	2,1397	7,555	7,629
MODEL 13	2,138	2,144	7,593	7,668
MODEL 14	2,138	2,145	7,596	7,685

6.1.5. POREĐENJE DOBIJENIH REZULTATA

Prilikom diskusije dobijenih rezultata proračuna (Tabele 4 – 7) istaknuto je da su razlike u merodavnim periodima sopstvenih oscilacija i maksimalnim horizontalnim ugibima između analiziranih sistema, takvih vrednosti da se praktično mogu zanemariti, jer su i razlike između potpuno krutog i potpuno zglobnog sistema, kao krajnjih, dijametralno suprotnih sistema u pogledu tipa primenjenih veza, takođe zanemarljive. Ove razlike prikazane su u Tabeli 8. Može se konstatovati da je najveća razlika u periodima sopstvenih oscilacija manja od 0,1 s, a najveća razlika između maksimalnih horizontalnih ugiba manja od 6,0 mm, što jasno pokazuje da primena krutih veza u sistemima koji poseduju armirano–betonsko jezgro nije uticala na povećanje opšte krutosti sistema, kao i na značajnije smanjenje maksimalnih horizontalnih ugiba.

TABELA 8 Razlike između zglobnih i krutih sistema sa jezgrom

SPRATNOST	Razlika perioda oscilovanja [s]		Razlika horizontalnih ugiba [mm]	
	ΔT_{1x}	ΔT_{1y}	ΔX	ΔY
P+9	0,0125	0,0233	0,61	1,06
P+14	0,0633	0,0913	4,47	5,85
P+19	0,036	0,052	2,82	4,16
P+24	0,037	0,041	3,97	4,42

6.2. MODELI BEZ ARMIRANO–BETONSKOG JEZGRA

6.2.1. MODELI SPRATNOSTI P+9

Rezultati prikazani u Tabeli 9 pokazuju da kod tretiranih sistema zgrada najmanje spratnosti i vitkosti ($H/a=30/32=0,9375$), pored uniformnog sistema sa krutim vezama (Model 1), još pet narednih analiziranih sistema sa kombinacijom zglobnih i krutih veza (Model 2 – 6), kod kojih preovladavaju krute veze, zadovoljavaju prostornu stabilnost prema uspostavljenim kriterijumima, sa dimenzijama nosećih elemenata koje su usvojene kod krutog sistema (Model 1). Kod sedmog sistema (Model 7) ugib u X – pravcu je u dozvoljenim granicama, dok je u Y – pravcu ugib prekoračen za 0,331 cm. Kod svih ostalih sistema (Model 8 – 14), kod kojih preovladavaju zglobne veze, ugibi u oba pravca su prekoračeni, te oni ne ispunjavaju sve kriterijume prostorne stabilnosti. Pored toga i osnovni periodi sopstvenih oscilacija ovih sistema u jednom ili u oba pravca su veći od 2,0 s, što govori o smanjenoj krutosti istih. Poslednja četiri sistema (Model 11 – 14) imaju prekoračenje koje je više od dva puta veće od dozvoljenog ($f_{dop}=3,0$ cm), jer je njihova krutost, obzirom na veći broj zglobnih veza znatno smanjena, što pokazuju i vrednosti perioda sopstvenih oscilacija koje u oba ortogonalna pravca prelaze vrednost od 2,0 s.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 9.

TABELA 9 Sistemi zgrada P+9 (30m) bez jezgra

NAZIV MODELA	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T _{1x}	T _{1y}	X	Y
MODEL 1	1,378	1,514	2,322	2,529
MODEL 2	1,378	1,515	2,322	2,528
MODEL 3	1,400	1,536	2,359	2,597
MODEL 4	1,445	1,591	2,423	2,771
MODEL 5	1,489	1,638	2,503	2,944
MODEL 6	1,499	1,633	2,529	2,936
MODEL 7	1,602	1,749	2,831	3,331
MODEL 8	1,943	2,075	4,203	4,709
MODEL 9	1,896	2,033	3,979	4,595
MODEL 10	1,943	2,098	4,188	4,787
MODEL 11	2,156	2,297	6,351	7,054
MODEL 12	2,281	2,436	7,082	7,901
MODEL 13	2,371	2,527	7,644	8,471
MODEL 14	2,457	2,530	7,644	8,489

6.2.2. MODELI SPRATNOSTI P+14

Kod modela spratnosti P+14 visina zgrade je 45 m, te je odnos visine i dimenzije u osnovi $H/a=45/32=1,406$. Osnovni periodi sopstvenih oscilacija u Y – pravcu već kod trećeg i četvrtog tipa analiziranih sistema (Model 3 i 4) prelaze 2,0 s, a od petog nadalje (Model 5 – 14) u oba pravca periodi oscilovanja su veći od 2,0 s. Smanjena krutost sistema rezultirala je povećanjem maksimalnih horizontalnih ugiba koji su samo kod prvog i drugog sistema (Model 1 i 2) u dozvoljenim granicama. Kod naredna dva sistema (Model 3 i 4) prekoračeni su ugibi u Y – pravcu, a kod svih ostalih (Model 5 – 14) u oba pravca, te se može smatrati da se prostorna stabilnost kod većine navedenih sistema gubi već sa minimalnim brojem zglobnih veza. Ugibi kod poslednja četiri sistema (Model 11 – 14) su čak 3 – 4 puta veći od dozvoljenih ($f_{dop}=4,5$ cm), dok osnovni periodi sopstvenih oscilacija kod ovih sistema u oba pravca prelaze vrednosti od 3,0 s.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 10.

TABELA 10 Sistemi zgrada P+14 (45m) bez jezgra

NAZIV MODELA	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T _{1x}	T _{1y}	X	Y
MODEL 1	1,885	1,991	3,978	4,490
MODEL 2	1,885	1,991	3,978	4,493
MODEL 3	1,922	2,027	4,133	4,648
MODEL 4	1,976	2,088	4,335	4,899
MODEL 5	2,044	2,160	5,739	6,478
MODEL 6	2,085	2,187	5,997	6,655
MODEL 7	2,231	2,341	6,785	7,528
MODEL 8	2,806	2,903	10,845	11,616
MODEL 9	2,726	3,156	10,131	13,507
MODEL 10	2,781	2,895	10,562	11,453
MODEL 11	3,203	3,293	14,010	14,753
MODEL 12	3,405	3,510	15,700	16,577
MODEL 13	3, 583	3,683	17,319	18,183
MODEL 14	3,583	3,686	17,319	18,188

6.2.3. MODELI SPRATNOSTI P+19

Sistemi zgrada spratnosti P+19 imaju skoro dva puta veću visinu u odnosu na dimenzije u osnovi ($H/a=60/32=1,875$), što ih čini vitkijim, a time i fleksibilnijim u odnosu na sisteme prethodne spratnosti. Rezultati prikazani u Tabeli 11 potvrđuju ovu činjenicu, jer se već kod trećeg analiziranog tipa sistema (Model 3) javljaju periodi sopstvenih oscilacija veći od 2,0 s, i prekoračen ugib u Y – pravcu za 0,145 cm u odnosu na dozvoljeni ($f_{dop}=6,0\text{cm}$). Kod četvrtog tipa pa nadalje (Model 4 – 14), prekoračenje maksimalnog horizontalnog ugiba prisutno je u oba pravca. Kao i u prethodnim slučajevima poslednja četiri sistema (Modeli 11 – 14) imaju znatno veće ugibe od dozvoljenih (više od 3 – 5 puta) kao i periode sopstvenih oscilacija veće od 3–4 s.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 11.

TABELA 11 Sistemi zgrada P+19 (60m) bez jezgra

NAZIV MODELA	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T _{1x}	T _{1y}	X	Y
MODEL 1	1,971	1,991	4,588	4,771
MODEL 2	1,971	1,992	4,589	4,778
MODEL 3	2,017	2,037	5,913	6,145
MODEL 4	2,050	2,071	6,081	6,329
MODEL 5	2,125	2,147	6,558	6,826
MODEL 6	2,239	2,256	7,382	7,613
MODEL 7	2,311	2,328	7,751	8,005
MODEL 8	3,306	3,290	16,317	16,416
MODEL 9	3,103	3,090	13,990	14,152
MODEL 10	3,055	3,067	13,568	13,857
MODEL 11	3,880	3,840	22,071	21,892
MODEL 12	4,263	4,197	26,398	25,962
MODEL 13	4,687	4,594	31,575	30,746
MODEL 14	4,686	4,595	31,578	30,760

6.2.4. MODELI SPRATNOSTI P+24

Sistemi zgrada najveće spratnosti, P+24, ujedno su i sistemi sa najvećom vitkošću, koji su analizirani u ovom radu. Visina ovih zgrada je više nego dva puta veća od dimenzija zgrade u osnovi ($H/a=75/32=2,344$), što je rezultiralo visokim vrednostima perioda sopstvenih oscilacija, koji bez obzira na povećanje dimenzija nosećih čeličnih elemenata kod modela krutog sistema (Model 1), u više iteracija, nisu smanjeni na vrednost ispod 2,0 s. Dobijene vrednosti perioda sopstvenih oscilacija za model sistema sa krutim vezama (Model 1), nakon njegovog dimenzionisanja za prijem seizmičkih sila iznose, za X – pravac, $T_{1x}=2,259$ s i za Y – pravac, $T_{1y}=2,155$ s. Obzirom da su prilikom dimenzionisanja ovog sistema, u cilju smanjivanja i približavanja perioda sopstvenih oscilacija vrednosti od 2,0 s usvojeni veoma veliki poprečni preseci stubova i rigli (najveći presci stubova 2IPB_v900 i najveći preseci rigli IPB500), kod ovih sistema najveće vitkosti dogodilo se, da osim prva dva sistema (Modeli 1 i 2) kao što je to bio slučaj za prethodne dve spratnosti i treći sistem (Model 3) ispunjava kriterijume prostorne stabilnosti, a kod četvrtog i petog sistema (Modeli 4 i 5) prekoračeni su ugibi samo u X – pravcu. Od šestog sistema, pa nadalje (Modeli 6 – 14), javlja se prekoračenje ugiba u oba pravca, kao i znatno povećanje perioda oscilovanja. Kao i u prethodnim slučajevima poslednja četiri sistema (Model 11 – 14) imaju znatno veće ugibe od dozvoljenih (više od 4 – 7 puta) dok periodi sopstvenih oscilacija prelaze vrednost od veće od 4 – 6 s.

Rezultati proračuna dati su u Tabeli 12.

TABELA 12 Sistemi zgrada P+24 (75 m) bez jezgra

NAZIV MODELA	Period oscilovanja [s]		Maksimalni horizontalni ugib [cm]	
	T_{1x}	T_{1y}	X	Y
MODEL 1	2,259	2,155	7,181	6,663
MODEL 2	2,259	2,157	7,183	6,683
MODEL 3	2,303	2,202	7,475	6,970
MODEL 4	2,327	2,211	7,578	6,997
MODEL 5	2,409	2,284	8,153	7,495
MODEL 6	2,608	2,415	9,822	8,517
MODEL 7	2,628	2,499	9,711	9,000
MODEL 8	4,064	3,880	24,911	23,320
MODEL 9	3,402	3,225	16,713	15,454
MODEL 10	3,449	3,217	16,800	15,210
MODEL 11	4,726	4,440	32,951	30,197
MODEL 12	5,280	4,842	40,267	36,576
MODEL 13	6,109	5,486	52,630	45,213
MODEL 14	6,110	5,489	52,643	45,286

7. ZAKLJUČAK

Na osnovu istraživanja koje je sprovedeno u okviru ove doktorske disertacije, primenom Metode numeričke analize, na velikom broju prostornih proračunskih modela višespratnih čeličnih zgrada, različite spratnosti, može se zaključiti da je osnovna polazna hipoteza postavljena na početku istraživanja, a koja glasi: **krutost primenjenih veza u okviru konstrukcijskog sklopa zgrade nije uvek od istog značaja za prostornu stabilnost sistema, već to zavisi pre svega od visine objekta, odnosno primenjenog sistema za ukrućenje, u potpunosti potvrđena.**

Rezultati dobijeni proračunom i analizom prostornih modela dve grupe konstrukcijskih sistema višespratnih čeličnih zgrada, sistema sa armirano–betonskim jezgrom i eventualno drugim elementima za ukrućenje (ukrućenih skeletnih sistema) i druge grupe, bez jezgra i ostalih elemenata za ukrućenje (čistih skeletnih sistema), ukazuju na nedvosmislene zaključke o **značaju** rešenja oslonačkih veza za prostornu stabilnost čeličnih konstrukcija višespratnih zgrada, kao i njihovom **uticaju** na istu i predstavljaju naučni i stručni doprinos u oblasti projektovanja i realizacije čeličnih konstrukcija zgrada.

Na osnovu rezultata analize modela konstrukcijskih sistema višespratnih čeličnih zgrada bez armirano–betonskog jezgra i drugih ukrućenja

i njihove diskusije, pokazano je da **krutost primenjenih veza nije uvek od istog značaja za prostornu stabilnost zgrade, već to zavisi od visine objekta.**

Na primerima uniformnih sistema sa krutim vezama (Model 1) i pretežno uniformnih sistema sa krutim vezama i zglobnim vezama samo između stubova i temeljne konstrukcije (Model 2), potvrđeno je da se prostorna stabilnost, za sve razmatrane visine zgrada, može lako obezbediti odgovarajućim poprečnim presecima tavaničnih nosača i stubova i krutim vezama između njih. Ovo pokazuje izuzetan značaj krutih veza između elemenata nosećeg sistema za obezbeđenje prostorne stabilnosti, u slučajevima kada noseći sistem zgrade ne poseduje dodatni sistem za ukrućenje.

Presudni značaj krutih veza između greda i stubova, odgovarajućih poprečnih preseka, za obezbeđenje prostorne stabilnosti ove grupe sistema potvrđuje i činjenica da, već kod zgrada visine 45 m čija je vitkost zanemarljiva, a i na dalje, kod zgrada ostalih visina, 60 m i 75 m sa većom vitkošću, nema neophodne prostorne stabilnosti već kod trećeg analiziranog sistema (Model 3), koji ima minimalan broj zglobnih veza u odnosu na preostale analizirane sisteme.

Može se zaključiti da je mogućnost zamene određenog broja krutih veza između rigli i stubova, odnosno mogućnost primene i drugih, kombinovanih, sistema, sa manjim brojem skupih i za proračun i izradu složenijih krutih veza, u slučaju kada nema dodatnog sistema za ukrućenje, a da ne dođe do narušavanja ni jednog kriterijuma prostorne stabilnosti, utvrđena samo kod sistema zgrada najmanje visine (P+9). Kod ovih nosećih sistema, pored dva navedena sistema (Modeli 1 i 2), još četiri sistema, sa kombinacijom zglobnih i krutih veza, takođe imaju zadovoljene sve kriterijume prostorne stabilnosti, bez obzira na različit raspored krutih i zglobnih veza u okviru konstrukcijskog sklopa (Modeli 3–6). Međutim, iako je visina ovih zgrada relativno mala (30 m), sistemi koji zadovoljavaju neophodne kriterijume prostorne stabilnosti su ipak sistemi sa pretežno krutim vezama. Dakle u ovom slučaju, za najmanju analiziranu spratnost zgrada, krute veze jesu izuzetno važne, ali nisu od presudnog značaja.

Kada je reč o sistemima spratnosti P+14, P+19 i P+25, zaključak je da ukidanje samo jednog malog broja krutih veza i njihova zamena zglobnim, dovodi do prekoračenja maksimalnih horizontalnih ugiba, te se može smatrati da se noseći skeletni čelični sistemi zgrada ovih visina, moraju isključivo projektovati kao okvirni sistemi.

Navedene tvrdnje jasno pokazuju rezultati dati u Tabelama 9–12, za analizirane sisteme svih visina u ovoj grupi. U tabelama, za sve spratnosti, primetan je opšti trend između prikazanih podataka, koji se ogleda u sledećem. Sa porastom broja zglobnih veza u analiziranim sistemima, smanjuje se opšta

krutost sistema i očekivano, povećavaju se, kako merodavni periodi sopstvenih oscilacija, tako i maksimalni horizontalni ugibi. Ova povećanja kod sistema u kojima preovladavaju zglobne veze (Modeli 8–14) su značajnih vrednosti, a kod uniformnih sistema sa zglobnim vezama i višestruka, te su maksimalni horizontalni ugibi više puta veći od dozvoljenih. Dakle, na osnovu rezultata ovog dela istraživanja, može se potvrditi izuzetan značaj krutih veza između nosećih elemenata, za obezbeđenje prostorne stabilnosti višespratnih čeličnih zgrada.

Svrha ovog dela istraživanja upravo je bila da se potvrdi značaj krutih veza u obezbeđivanju prostorne stabilnosti čelične konstrukcije višespratnih zgrada, u slučaju kada nema dodatnih elemenata za ukrućenje. Međutim, u ovom delu rada je takođe potvrđeno da, kako raste spratnost, odnosno visina zgrade, primena krutih veza postaje sve manje ekonomična, jer se u donjim etažama zahtevaju veliki preseki stubova, ali i tavaničnih nosača (Tabela 3, Poglavlje 5). Ovo je poznato, obzirom da su neukrućene čelične okvirne konstrukcije višespratnih zgrada ekonomične najviše do 30 spratova visine [9]. Očigledno je da sa porastom visine imamo potrebu za dodatnim ukrućenjima, pa važnost krutih veza počinje da opada, jer njihovu ulogu preuzimaju spregovi ili armirano–betonsko jezgro.

Sa ciljem da se istakne značaj primene zglobnih veza, koje omogućavaju unifikaciju rigli po spratovima i tipizaciju veza u konstrukciji, jednostavniji proračun i izvođenje i manji utrošak čelika za realizaciju istih, kao i racionalnu primenu spregnutih tavaničnih nosača, u okviru ove disertacije analizirani su i sistemi čeličnih višespratnih zgrada sa armirano–betonskim jezgrom, kao moćnim sistemom za ukrućenje. Kao polazna osnova ovog dela istraživanja poslužili su rezultati dobijeni u magistarskom radu, gde su uočene izuzetno male razlike u horizontalnim pomeranjima usled seizmičkih sila za noseći sistem sa krutim i noseći sistem sa zglobnim vezama.

Rezultati dobijeni proračunom i analizom druge grupe konstrukcijskih sistema višespratnih čeličnih zgrada, sistema sa armirano–betonskim jezgrom i eventualno drugim elementima za ukrućenje, jasno potvrđuju drugi deo postavljene polazne hipoteze, da **krutost primenjenih veza u okviru konstrukcijskog sklopa zgrade nije uvek od istog značaja za prostornu stabilnost sistema i da to zavisi i od sistema za ukrućenje.**

U uvodnom delu disertacije istaknuto je da u slučajevima kada se globalna krutost sistema ostvaruje dodatnim elementima, u vidu spregova i armirano–betonskih zidnih platana ili jezgra, za čime raste potreba sa uvećanjem visine zgrade, uticaj rešenja oslonačkih veza na prostornu stabilnost objekta trebalo bi da opada, te bi u određenim slučajevima sistemi sa zglobnim vezama, mogli biti u značajnoj prednosti u odnosu na sisteme sa krutim vezama, što je ovim delom istraživanja i dokazano.

U ovoj grupi sistema, takođe su analizirane zgrade četiri različite spratnosti. Prostorna stabilnost zgrada visine P+9 i P+14 obezbeđena je samo armirano–betonskim jezgrom, dok je za obezbeđenje prostorne stabilnosti zgrada visine P+19 i P+24 proračunom utvrđeno da, pored armirano–betonskog jezgra, treba dodati i određene spregove, o čemu je detaljno bilo reči u Poglavlju 5.

Naime, rezultati ovog dela istraživanja (Tabele 4–7) nedvosmisleno pokazuju da tip veza između tavaničnih nosača i stubova (krute ili zglobne) kao i njihov raspored u okviru konstrukcijskog sklopa višespratne čelične zgrade, skoro da nema uticaja na opštu krutost njene konstrukcije, a samim tim i na njenu prostornu stabilnost, u slučaju kada zgrada poseduje sistem za ukrućenje, bilo u vidu armirano–betonskog jezgra, ili kombinacije jezra i spregova, odnosno, taj uticaj je zanemarljivo mali.

Prilikom diskusije rezultata proračuna istaknuto je da su razlike u merodavnim periodima sopstvenih oscilacija i maksimalnim horizontalnim ugibima između analiziranih sistema, kod svih razmatranih visina zgrada, takvih vrednosti da se praktično mogu zanemariti, jer su i razlike između uniformnog sistema sa krutim i uniformnog sistema sa zglobnim vezama, kao dijametralno suprotnih sistema u pogledu tipa primenjenih veza, takođe zanemarljive. Ove razlike prikazane su u Tabeli 8, Poglavlje 6. Može se konstatovati da je najveća razlika u periodima sopstvenih oscilacija manja od 0,1 s, a najveća razlika između maksimalnih horizontalnih ugiba manja od 6,0 mm. Ovi rezultati jasno pokazuju da primena krutih veza u sistemima koji poseduju armirano–betonsko jezgro (P+9 i P+14), kao i u sistemima koji imaju kombinaciju armirano–betonskog jezgra i spregova (P+19 i P+24) nije uticala na povećanje opšte krutosti sistema, kao i na značajnije smanjenje maksimalnih horizontalnih ugiba.

Na prvi pogled, reklo bi se da uniformni sistem sa krutim vezama ima veću krutost od uniformnog sistema sa zglobnim vezama. Međutim, pokazano je, da zaista, kada konstrukcijski sistem višespratne čelične zgrade poseduje armirano–betonsko jezgro za ukrućenje ili kombinaciju jezgra i spregova, krutost primenjenih veza nije od značaja. Pri ovoj konstataciji treba imati na umu da je noseća konstrukcija od čelika u analiziranim sistemima, dimenzionisana samo za prijem vertikalnog opterećenja i da su usvojene minimalno potrebne dimenzije stubova i tavaničnih nosača, kao i da su pri tom tavanični nosači uificirani u svim spratovima, za sve tipove sistema. Armirano–betonsko jezgro, kao moćan element za ukrućenje, preuzelo je veći deo opterećenja od seizmičkih sila nego čelična konstrukcija, što je omogućilo zadržavanje istih poprečnih preseka nosećih čeličnih elemenata, koji su usvojeni za vertikalno opterećenje. Obzirom da krutost veze zavisi, između

ostalog, i od krutosti elemenata koji se spajaju, krute veze kod ovih sistema nisu rezultirale povećanom krutošću celog sistema.

Pored svega navedenog, što proističe iz rezultata ovog istraživanja, a uzimajući u obzir i neke od relevantnih činjenica iz oblasti aseizmičkog projektovanja višespratnih zgrada, o kojima je bilo reči u Poglavlju 2., kao i činjenica o uticaju veza na stabilnost okvirnih skeletnih sistema, izloženih u Poglavlju 3., treba istaći da rezultati ovog istraživanja korespondiraju sa postojećim saznanjima iz oblasti projektovanja i realizacije čeličnih konstrukcija višespratnih zgrada.

Imajući u vidu da se prostorna stabilnost višespratnih čeličnih zgrada visine do 25 spratova uglavnom obezbeđuje na dva načina, primenom okvirnih nosećih sistema ili primenom spregova, armirano–betonskih zidova ili jezgra, na osnovu sprovedenog istraživanja, može se izvesti sledeći zaključak o značaju rešenja oslonačkih veza za prostornu stabilnost višespratnih čeličnih zgrada, kao i o njihovom uticaju na istu.

Kada je reč o sistemima koji ne poseduju dodatne elemente za ukrućenje, dakle o čisto skeletnim sistemima, rezultati istraživanja pokazuju da se kod analiziranih sistema zgrada najmanje visine, P+9, prostorna stabilnost zgrade može obezbediti, ne samo primenom uniformnog i pretežno uniformnog sistema sa krutim vezama – klasični okvirni sistemi, već i primenom još četiri vrste analiziranih sistema, sa različitom kombinacijom zglobnih i krutih veza u konstrukciji.

Kod zgrada ostalih analiziranih visina, P+14, P+19 i P+24, utvrđeno je da se noseći sistemi, ukoliko nema dodatnog sistema za ukrućenje, moraju isključivo projektovati sa krutim vezama, ili eventualno sa zglobnim vezama samo između stubova i temeljne konstrukcije, dakle kao klasični okvirni sistemi.

Može se zaključiti da rezultati ovog dela istraživanja, potvrđuju izuzetan značaj krutih veza za obezbeđenje prostorne stabilnosti čelične konstrukcije višespratnih zgrada, odnosno njihov uticaj na opštu krutost sistema koji ne poseduju dodatni sistem za ukrućenje, imajući u vidu da i za najmanju analiziranu visinu zgrada, sistemi koji zadovoljavaju neophodne kriterijume prostorne stabilnosti jesu ipak sistemi sa pretežno krutim vezama.

Treba naglasiti da skeletni okvirni sistemi u arhitektonskom smislu poseduju mogućnost fleksibilnijeg rešenja funkcije objekta, a takođe predstavljaju favorizovane sisteme i kada su seizmički otporne konstrukcije u pitanju. Međutim, njihova fleksibilnost, kako u arhitektonskom, tako i u konstruktivnom smislu, ima i svojih mana. Prilikom jakog zemljotresa podložni su većim oštećenjima od krutih zgrada, naročito na nekonstruktivnim

elementima, što predstavlja veliki ekonomski gubitak, iako konstrukcija nije fizički srušena.

Pored ovoga treba istaći i aspekt popustljivosti (deformabilnosti) veza o kome je bilo reči u Poglavlju 3. Kod horizontalno pomerljivih okvira, odnosno čistih skeletnih okvira, koji samostalno prihvataju horizontalne sile, eventualno popuštanje veza povećava horizontalni ugib [45], pa ukoliko deformabilnost veza nije uzeta u obzir pri proračunu, može doći do gubitka nosivosti, o čemu se svakako mora voditi računa.

Kada je reč o sistemima koji poseduju sistem za ukrućenje, bilo u vidu armirano–betonskog jezgra (P+9 i P+14) ili kombinacije jezgra i spregova (P+19 i P+24), može se konstatovati da rešenje oslonačkih veza nema značajnog uticaja na prostornu stabilnost zgrade, nezavisno od njene visine. Naime, proračunom i analizom više konstrukcijskih sistema različitih visina u ovoj grupi, utvrđeno je da tip veza između nosača i stubova, odnosno stubova i temeljne konstrukcije, nema većeg uticaja na opštu krutost čelične konstrukcije zgrade, te se može zaključiti da vrste primenjenih veza (zglobne ili krute) kao i njihov različit raspored u konstrukciji (ukoliko se radi o kombinovanim sistemima) u ovom slučaju nisu od značaja.

Shodno tome može se smatrati da su sistemi sa zglobnim vezama, ne samo zbog nabrojanih povoljnih osobina koje poseduju, već i zbog zanemarljivo malih razlika u maksimalnim horizontalnim pomeranjima između analiziranih sistema, pri dejstvu seizmičkih sila, što pokazuju rezultati ovog istrživanja, u značajnoj prednosti u odnosu na sisteme sa krutim vezama, u ovoj grupi analiziranih sistema zgrada.

Ukrućeni skeleti predstavljaju manje fleksibilnu varijantu, kako u konstruktivnom, tako i u arhitektonskom smislu. Zbog osobina koje poseduju [40], a naročito zbog manje horizontalne pomerljivosti, manje su podložni oštećenjima na nenošćim elementima u odnosu na čiste skeletne okvire. Zemljotresi pokazuju da je ponašanje krućih konstrukcija u preseku povoljnije od ponašanja fleksibilnih sistema (čistih skeleta), pa imajući u vidu da konstrukcije sa armirano–betonskim zidovima takođe poseduju dovoljnu duktilnost, većina stručnjaka za seizmičko građevinarstvo smatra da je na seizmičkom području bolje graditi zgrade sa većom krutošću [40].

Na osnovu rezultata ovog dela istraživanja i ostalih navedenih činjenica, može se zaključiti da sistemi sa zglobnim ili pretežno zglobnim vezama između elemenata u nosećoj čeličnoj konstrukciji, koji poseduju sistem za ukrućenje (ukrućeni skeletni sistemi sa zglobnim vezama) predstavljaju, kako racionalno, tako i tehnički ispravno rešenje. Pored toga, može se zaključiti da su ovi sistemi u prednosti nad čisto skeletnim sistemima sa krutim vezama (neukrućenim okvirima), pored ostalog i zbog manjeg utroška čelika za noseću konstrukciju i

jednostavnijeg proračuna i izrade samih veza, pa i utroška čelika za realizaciju istih.

Kako izbor konstruktivnog sistema predstavlja ključni korak, ne samo u fazi projektovanja konstrukcije, već i objekta uopšte, rezultati dobijeni ovim istraživanjem predstavljaju pouzdanu podlogu, da izbor konstruktivnog sistema višespratnih čeličnih zgrada, kakve su analizirane u ovom radu, bude optimalan.

LITERATURA

1. A. Cilić, „Prostorna stabilnost višespratnih zgrada u sistemu čeličnih skeletnih konstrukcija“, Magistarski rad, Građevinsko–arhitektonski fakultet u Nišu, 2008.
2. A. Cilić, „Karakteristike pojedinih kostrukcijskih sistema metalnih konstrukcija zgrada, posebno sa stanovišta prostorne stabilnosti – principi projektovanja i konstruisanja“, Seminarski rad, Niš, 2003.
3. M. Damnjanović, „Prilog rešenju arhitektonsko–konstruktivnih problema objekata visokogradnje u sistemu prostornih okvirnih konstrukcija sa zidnim prečkama“, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet u Nišu, 1983.
4. G. Radivojević, „Uticaj promene krutosti na elastičnu stabilnost linijskih sistema“, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet u Nišu, 1982.
5. M. Damnjanović, „Metalne konstrukcije zgrada“, Građevinski fakultet u Nišu, 1994.
6. M. Damnjanović, A. Cilić, D. Đurić–Mijović, „Arhitektonsko–konstrukcijski dizajn ramova sa spregnutim rešetkastim riglama visine sprata“, Monografija Teorijsko – eksperimentalna istraživanja elasto–plastičnog ponašanja inženjerskih konstrukcija, 233 – 244, Građevinsko–arhitektonski fakultet u Nišu, 2006.
7. M. Damnjanović, „Rešetkaste metalne konstrukcije u izgradnji višespratnih objekata“, Dani inženjera, Vrnjačka Banja, 2007.
8. S. Stošić, „Specifičnost primene programskog paketa Tower pri numeričkoj analizi“, Inženjerska komora Srbije, 2006.
9. D. Buđevac, „Čelične konstrukcije u zgradarstvu“, Građevinska knjiga, Beograd, 1992.
10. M. Pržulj, „Spregnute konstrukcije“, Građevinska knjiga Beograd, 1989.
11. M. Milićević, S. Zdravković, „Dinamika konstrukcija“, Univerzitet u Nišu, 1984.
12. M. Đurić, O. Đurić–Perić, „Statika konstrukcija“, Građevinska knjiga, Beograd, 1990.
13. V. Brčić, „Otpornost materijala“, Građevinska knjiga, Beograd, 1975.
14. M. Sekulović, „Metod konačnih elemenata“, Građevinska knjiga, Beograd, 1984.
15. M. Ivković, T. Radojičić, M. Aćić, „Granična stanja betonskih konstrukcija“, Naučna knjiga, Beograd, 1988.
16. F. Hart, W. Hen, H. Sontag, "Multi–Storey Buildings in Steel", Granada Publishing, 1978.
17. R. Englekirk, "Steel Structures, Controlling Behavior through Design", University of California at Los Angeles, 1994.

18. C.G. Salmon, J.E. Johnson, "Steel Structures, Design and Behaviour", Prentice Hall. Inc 1996.
19. N.S. Trahair, "Behaviour and Design of Steel Structures", Taylor and Francis Ltd, 1998.
20. T.V. Galambos, "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", John Wiley and Sons Ltd, 1998.
21. T.V. Galambos, A.E. Suvorek, "Structural Stability of Steel: Concepts and Applications for Structural Engineers", John Wiley and Sons Ltd, 2008.
22. В.К. Файбишенко, „Металлические конструкции“, Москва стройиздат, 1984.
23. „Planet“ – program za proračun ploča, Radimpeks, Beograd, 1997.
24. „Panel Pro“ – program za proračun panelnih, ramovskih i rešetkastih konstrukcija, Radimpeks, Beograd, 1997.
25. „Tower – 3D model builder“ – program za statičku i dinamičku analizu konstrukcija, Radimpeks, Beograd, 1997.
26. D. Đurić, "Influence of the Cross-Section-Shape on the Bifurcation Loads of Bending Girders", Master Thesis, Ruhr-Universität Bochum, 2002.
27. T. Igić, M. Damnjanović, D. Đurić-Mijović, A. Cilić, "Lateral Torsional Buckling of The Steel Monosymmetric Cross-Sections", 1st International Congress of Serbian Society of Mechanics, Proceedings 423-429, Kopaonik, 2007.
28. D. Dančević, „Konstruktivni sistemi u visokogradnji“, Centar za informativno izdavačku delatnost, Niš, 1978.
29. A. Bojović, „Proračun opterećenja vetrom građevinskih konstrukcija“, Građevinska knjiga, Beograd, 1993.
30. B. Popović, G. Radivojević, „Osvrt na opravdanost nekih osnovnih pretpostavki plastostatike“, 10. kongres JDGK, Vrnjačka Banja, 1998.
31. S. Stevanović, B. Popović, D. Petković, „Granična analiza konstrukcija“, Univerzitet u Nišu, Građevinski fakultet, 1994.
32. P. Micić, „Čelične konstrukcije zgrada“, Naučna knjiga, Beograd, 1964.
33. D. Stojić, „Stabilnost polukruto vezanih lameliranih nosača u prostoru“, Monografija – Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija, Građevinski fakultet, Institut za građevinarstvo i arhitekturu, Niš, 1995.
34. M. Marinček, „Nelinearno ponašanje, granična stanja i sigurnost metalnih konstrukcija“, 6. kongres JDGK, Bled, 1978.
35. M. Milićević, S. Zdravković, „Statika, dinamika i stabilnost linijskih nosača sa polukruto vezanim štapovima“, Monografija – Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija, Građevinski fakultet, Institut za građevinarstvo i arhitekturu, Niš, 1995.

36. S. Zdravković, M. Milićević, D. Zlatkov, B. Kostadinov, „Uticaj polukrutih veza na preraspodelu statičkih i deformacijskih veličina u linijskim sistemima“, Monografija – Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija, Građevinski fakultet, Institut za građevinarstvo i arhitekturu, Niš, 1995.
37. V. Prolović, „Fundiranje I“, Građevinsko–arhitektonski fakultet Niš, 2003.
38. T. Vacev, „Optimalno rešenje čvora čelične prostorne rešetke primenom nelinearne analize“, Doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2009.
39. W. Schueller, High–Rise Building Structures, Wiley–Interscience, USA, 1977.
40. D. Aničić, P. Fajfar, B. Petrović, A. Szavits–Nossan, Miha Tomažević, „Zemljotresno inženjerstvo Visokogradnja“, DIP Građevinska knjiga, Beograd, 1990.
41. D. Zlatkov, „Analiza linijskih sistema sa polukrutim vezama štapova u čvorovima“, Magistarski rad, Građevinski fakultet, Univerzitet u Nišu, 1998.
42. G. Radivojević, D. Kostić, „Konstruktivni sistemi u arhitekturi“, Knjiga I, Građevinsko–arhitektonski fakultet u Nišu, 2011.
43. Đ. Lađinović, R. Folić, „Uticaj jezgra za ukrućenje na ponašanje horizontalno opterećenih visokih zgrada“, Monografija – Modeliranje, proračun i ispitivanje konstrukcija, Građevinski fakultet, Institut za građevinarstvo i arhitekturu, Niš, 1995.
44. D. Buđevac, Z. Marković, D. Bogavac, D. Tošić, „Metalne konstrukcije – Osnove proračuna i konstruisanja“, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1999.
45. B. Androić, D. Dujmović, I. Džeba, „Metalne konstrukcije 1“, Institut građevinarstva Hrvatske, Zagreb, 1994.
46. B. Androić, D. Dujmović, I. Džeba, „Čelične konstrukcije 2 – Numerički primjeri prema EC3“, IA Projektiranje, Zagreb, 2007.
47. R. Brockenbrough, F. Merritt, "Structural Steel Designer's Handbook", McGraw – Hill, Inc., New York, 1999.
48. Š. Gopčević, „Dinamička analiza skeletnih zgrada sa polukrutim vezama“, Magistarski rad, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, 2002.
49. V. Leko, „Eurocode 3–1–8 Proračun spojeva Komentari s primjerima“, Sajema, Zagreb, 2013.
50. E. Wilson, "Three–Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 2003.
51. A. Charleson, "Seismic Design for Architects", Elsevier, 2008.
52. D. Veličković, A. Cilić S. Živković, „Prilog proračunu veza pod uglom u zakovanoj izradi u čeličnim konstrukcijama“, 22. kongres JUDIMK, Zbornik radova, Str. 269–274, Niška Banja 2002.

53. A. Cilić, D. Đurić–Mijović, "Positive Effects of Outrigger Trusses", First International Conference, Inovation as a Function of Engineering Development – IDE 2011, Conference Proceedings, 55–60, Građevinsko–arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, Srbija, 2011.
54. D. Đurić–Mijović, A. Cilić, G. Broćeta, "Seismic Design of The Glazed Building Envelope", First International Conference, Inovation as a Function of Engineering Development – IDE 2011, Conference Proceedings, 109–114, Građevinsko–arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, Srbija, 2011.
55. D. Đurić–Mijović, J. Savić, A. Cilić, "Design of Building Cladding Resistant to Seismic Action", Četvrti internacionalni naučno–stručni skup, Građevinarstvo – nauka i praksa GNP, Zbornik radova, 643–651, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica, Žabljak, Crna Gora, 2012.
56. A. Cilić, D. Đurić–Mijović, J. Savić, "Global Stability Comparative Analysis of Multy–Storey Steel Building Structures Related to Designed Joint Connections and Stiffening System", Drugi internacionalni naučni skup, GTZ 2012, 415–420, Rudarsko–geološko–građevinski fakultet, Tuzla, Bosna i Hercegovina, 2012.
57. A. Cilić, M. Damjanović, D. Đurić–Mijović, "Comparative Analysis of Global Stability of the Typical Structural Systems of Multy–Storey Steel Buildings", Facta Universitatis, Vol. 10, No 1, 2012, 85–96, Građevinsko–arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, 2012.
58. D. Jurukovski, Z. Rakićević, „Primena tehnologije upravljanih konstrukcija“, Konferencija – Savremena građevinska praksa, Novi Sad, 2005.
59. G. Owens, P. Knowles, "Steel Designers' Manual" The Steel Construction Institute, Blackwell Science Ltd, University Press, Cambridge, United Kingdom, 2000.
60. C. Müller, M. Oppe, "Conceptual Design and Design Examples for Multy–Storey Buildings", Eurocodes Background and Applications, Dissemination of Information Workshop, Brussels, 2008.
61. S. Gerasimidis, E. Efthymiou, C. Baniotopoulos, "Optimum outrigger locations of high–rise steel buildings for wind loading", EACWE 5, Florence, Italy, 2009.
62. D. Dubina, "Dual–Steel Frames for multistory Buildings in Seismic Areas", SDSS’Rio 2010 Stability and Ductility of Steel Structures, Rio de Janeiro, Brazil, 2010.
63. C. Neagu, F. Dinu, D. Dubina, "Design of Steel Frames Dissipative Shear Walls", SDSS’Rio 2010 Stability and Ductility of Steel Structures, Rio de Janeiro, Brazil, 2010.
64. Y. Yang, P. Wang, J. Wang X. Jin, "Seismic analysis of the hung curtain wall structure in Shanghai Center Tower", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Published online in Wiley Online Library, 2011.

65. T. Vacev, S. Živković, S. Ranković, "Classic Steel Structure Design vs. Advanced FEM Design in Case of a Traffic Portal", Indis, 2012.
66. "Steel Buildings in Europe, Multi-Storey Steel Buildings" Part 2: Concept Design, Framework of the European project "Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030", Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus, 2008.
67. "Steel Buildings in Europe, Multi-Storey Steel Buildings" Part 5: Joint Design, Framework of the European project "Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030", Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus, 2008.
68. "Steel Buildings in Europe, Multi-Storey Steel Buildings" Part 10: Guidance to developers of software for the design of composite beams, Framework of the European project "Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030", Arcelor Mittal, Peiner Träger and Corus, 2008.
69. B. Ćorić, R. Salatić, „Dinamika građevinskih konstrukcija“, Građevinska knjiga, Beograd, 2011.
70. Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Beograd, 1981.
71. Pravilnik o tehničkim normativima za beton i armirani beton, Beograd, 1987.
72. SRPS U.C7.110, 111, 112, 113, Opterećenje vetrom, 1991.
73. EN 1990:2002/A1:2005/AC:2010 CEN/TC 250: Eurocode – Basis of structural design, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
74. EN 1993-1-8, 2005: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
75. EN 1993-1-1, 2005: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium
76. Z. Pavlović, S. Petrović – Pavlović, M. Petrović, „Priručnik za noseće čelične konstrukcije“, SOUR „Goša“, Beograd, 1987.
77. SRPS U.E7.081, 086, 091, 096, 101, 111, 121, Standardi za proveru stabilnosti nosećih čeličnih konstrukcija.

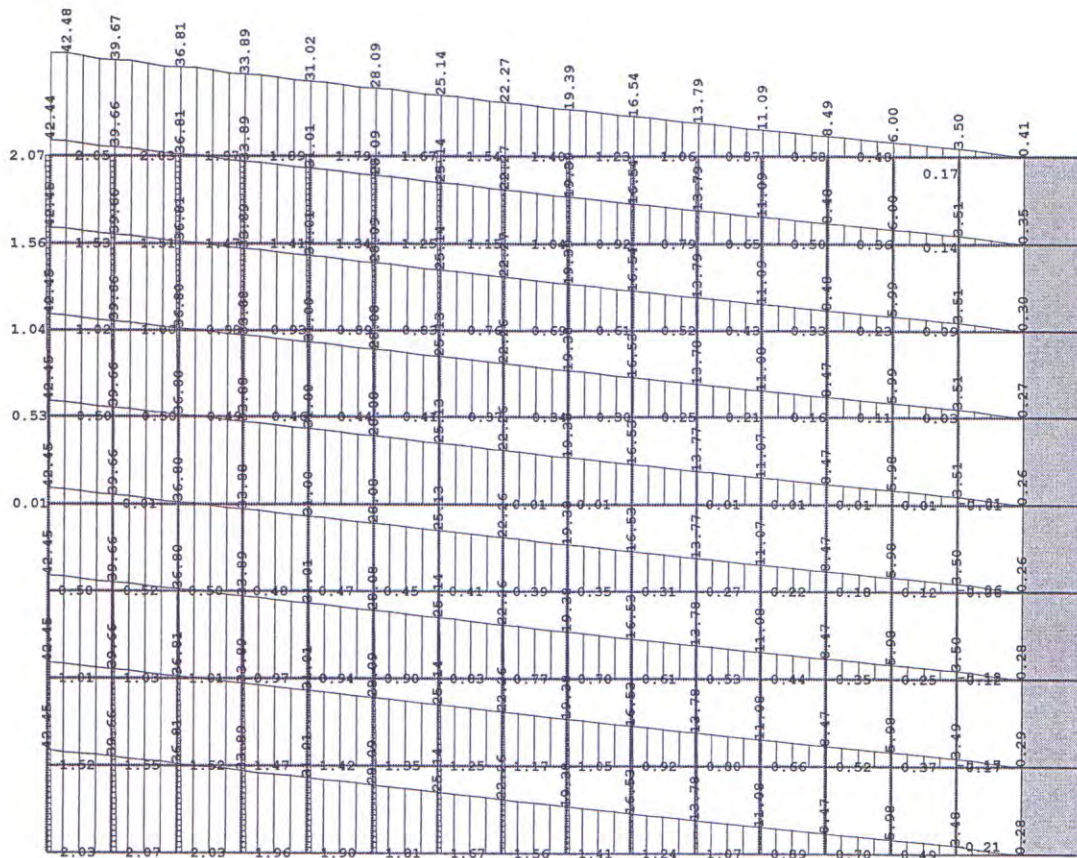
PRILOG

SADRŽAJ PRILOGA

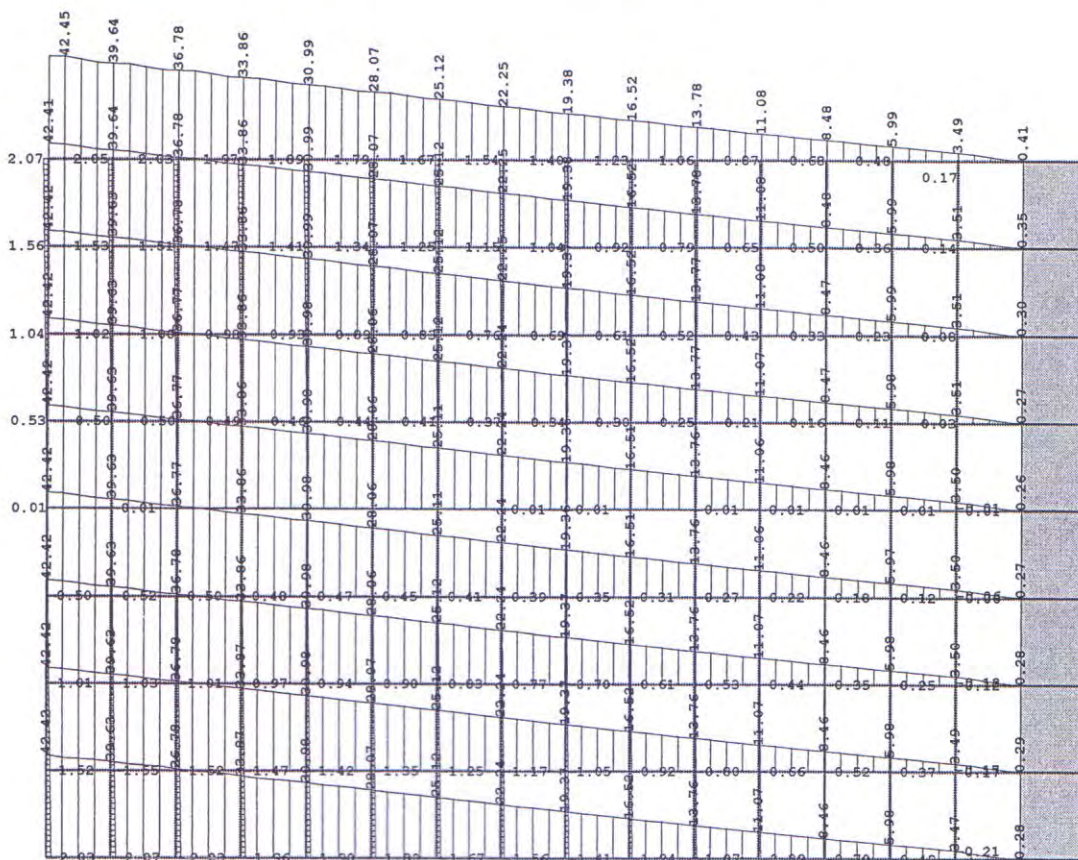
Zbog veoma velikog broja analiziranih konstrukcijskih sistema višespratnih čeličnih zgrada, u Prilogu su dati samo maksimalni horizontalni ugibi u X – pravcu, za dve izabrane spratnosi (P+14 i P+19) za sisteme sa i bez armirano–betonskog jezgra.

**Sistemi spratnosti P+14
sa armirano–betonskim jezgrom**

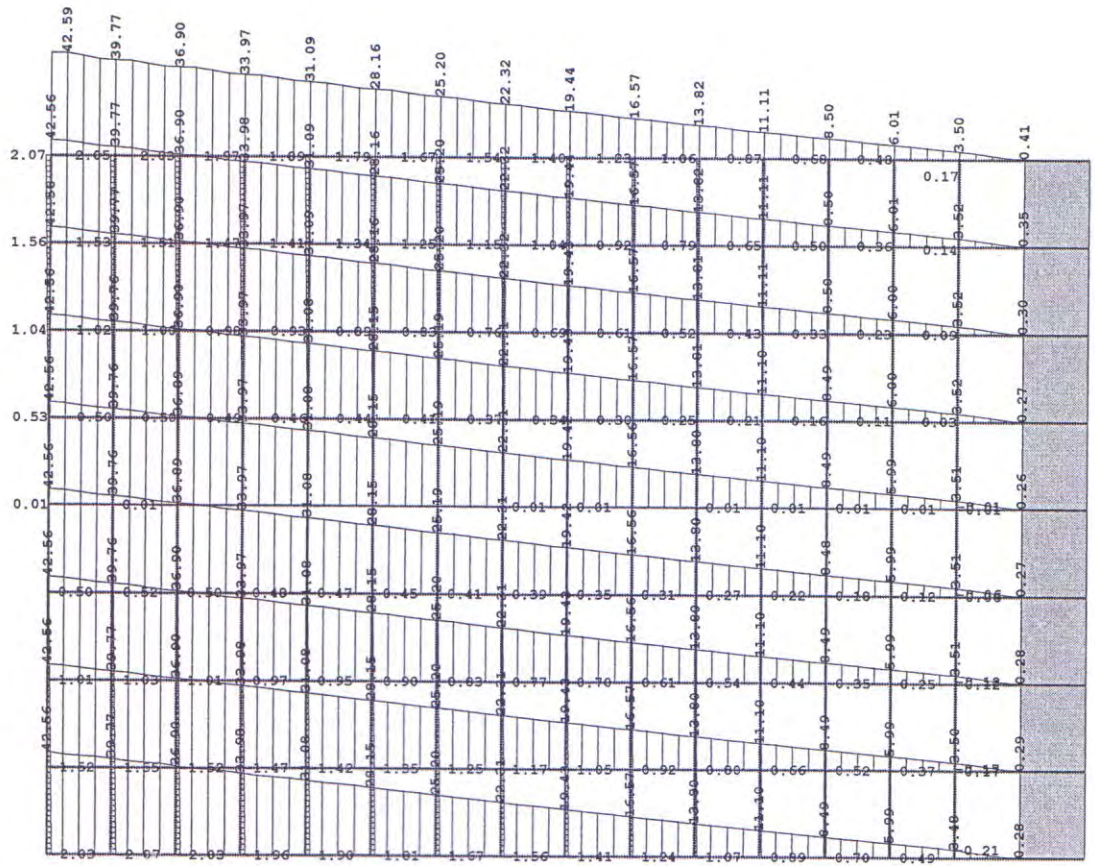
Maksimalni horizontalni
ugibi u X – pravcu



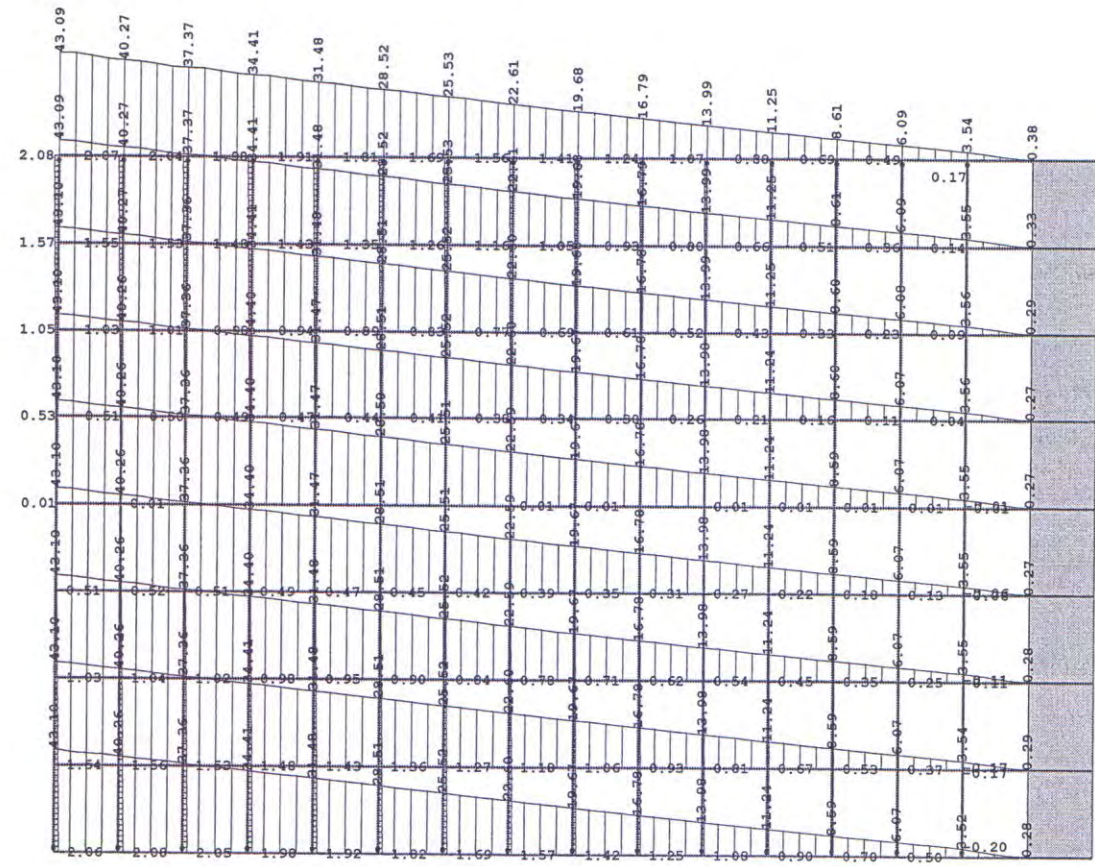
Model 2, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



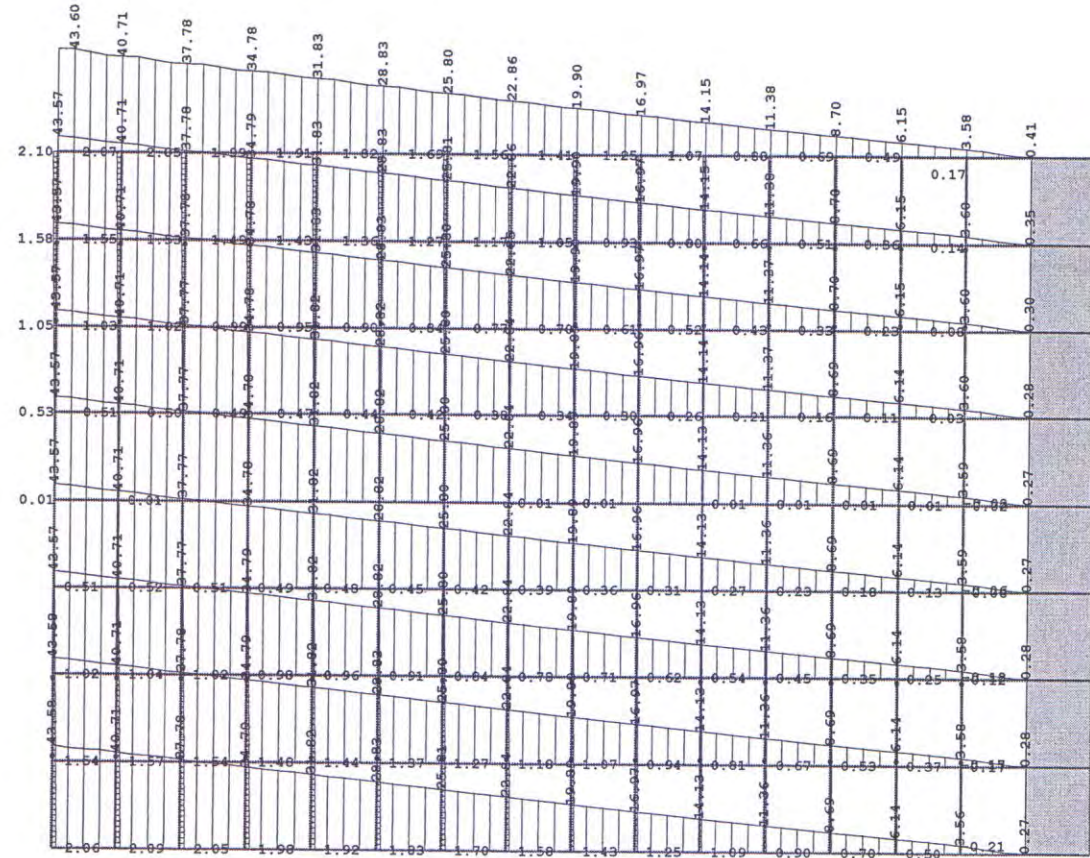
Model 1, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



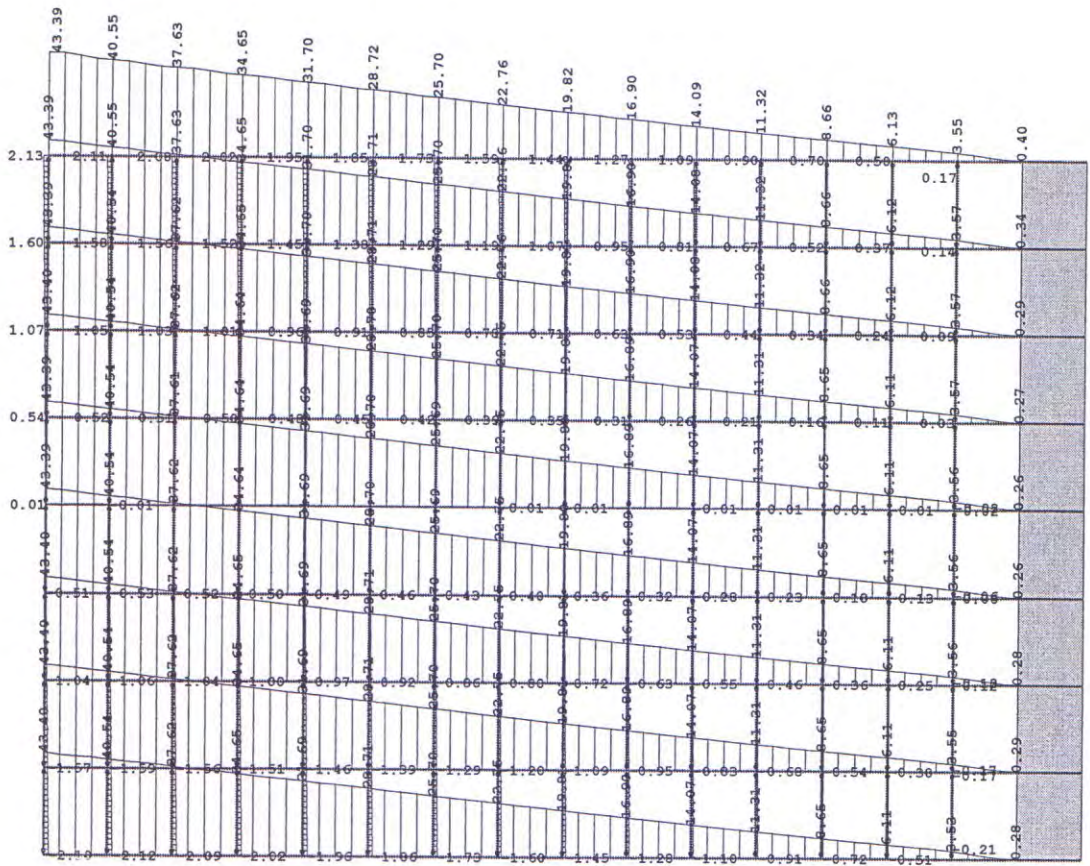
Model 3, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



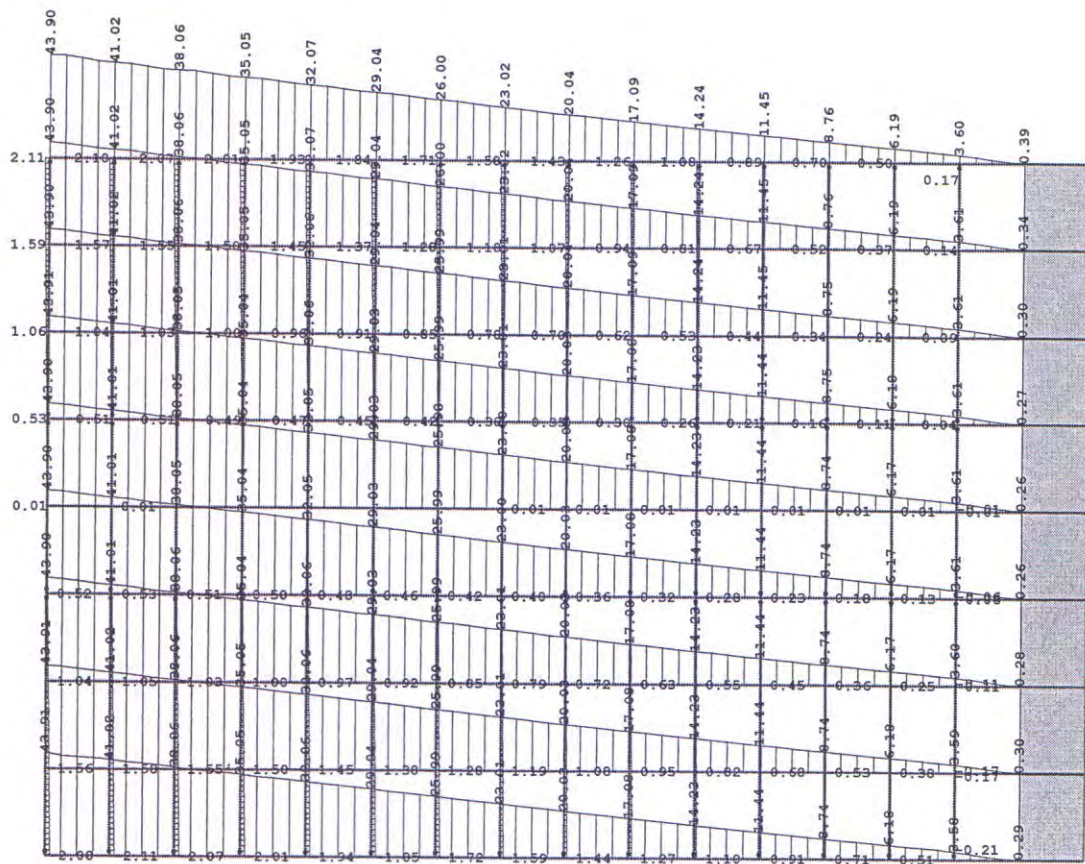
Model 4, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



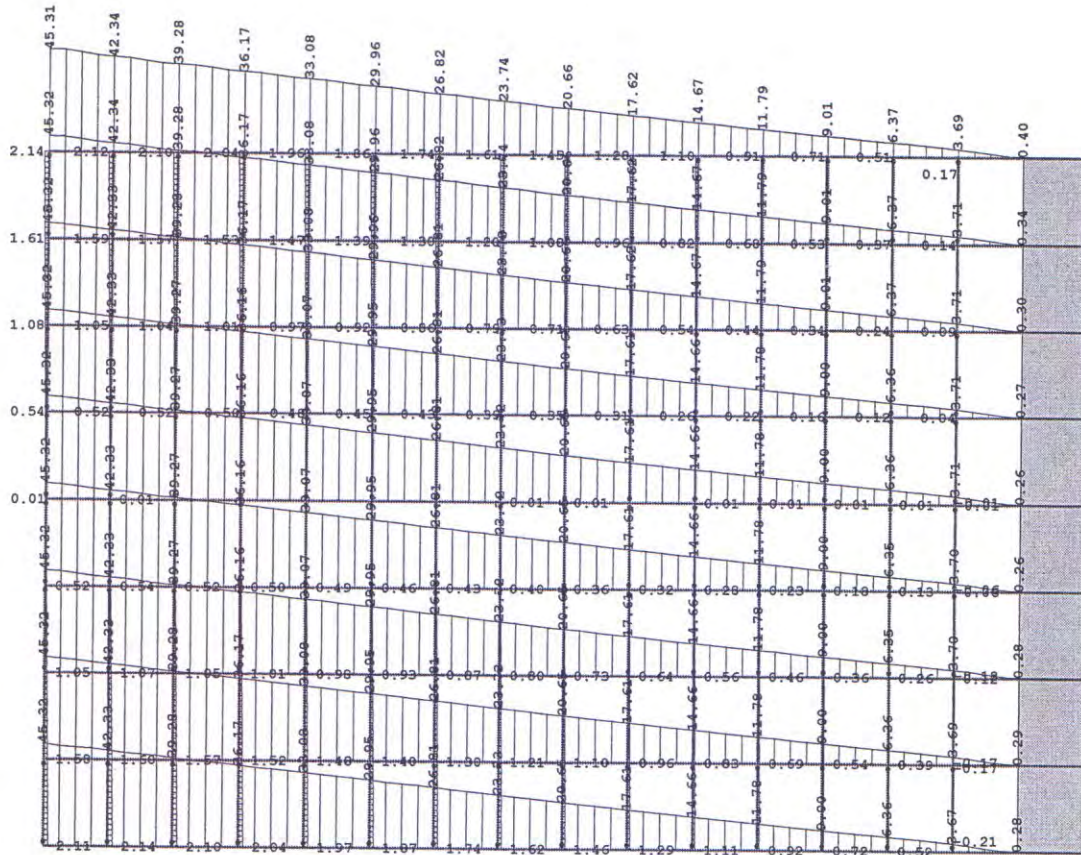
Model 6, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



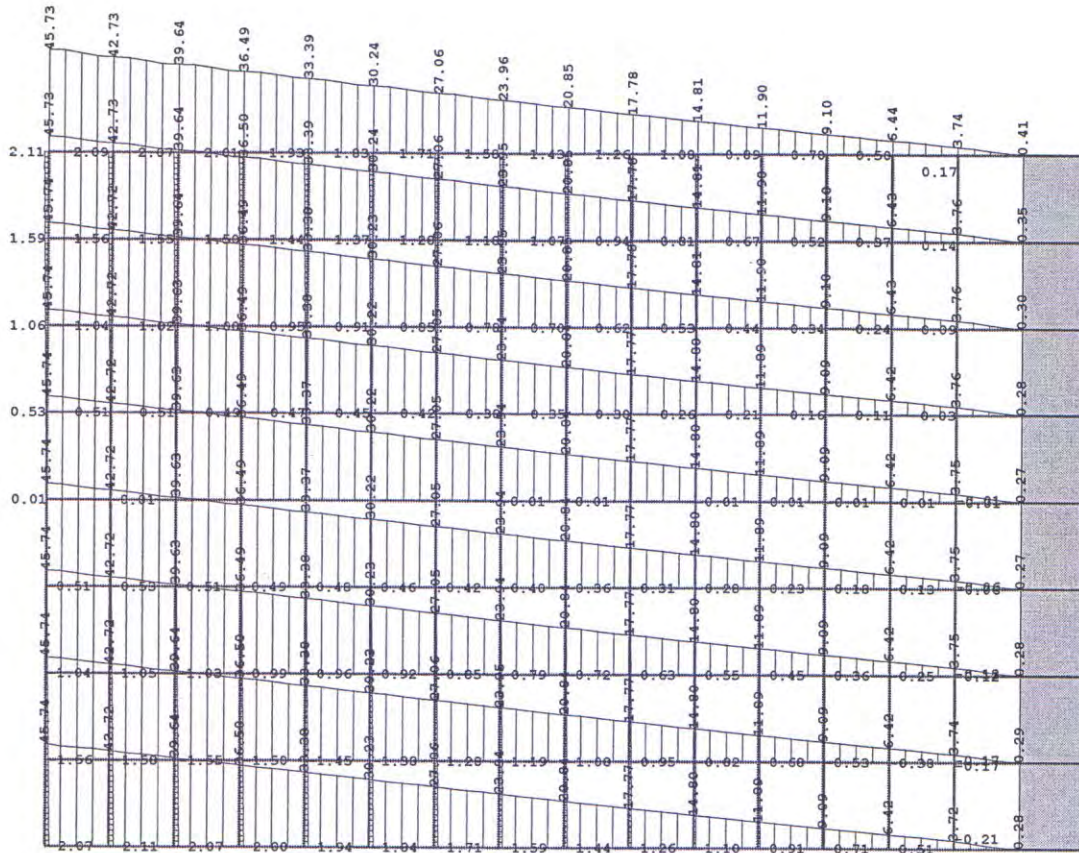
Model 5, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



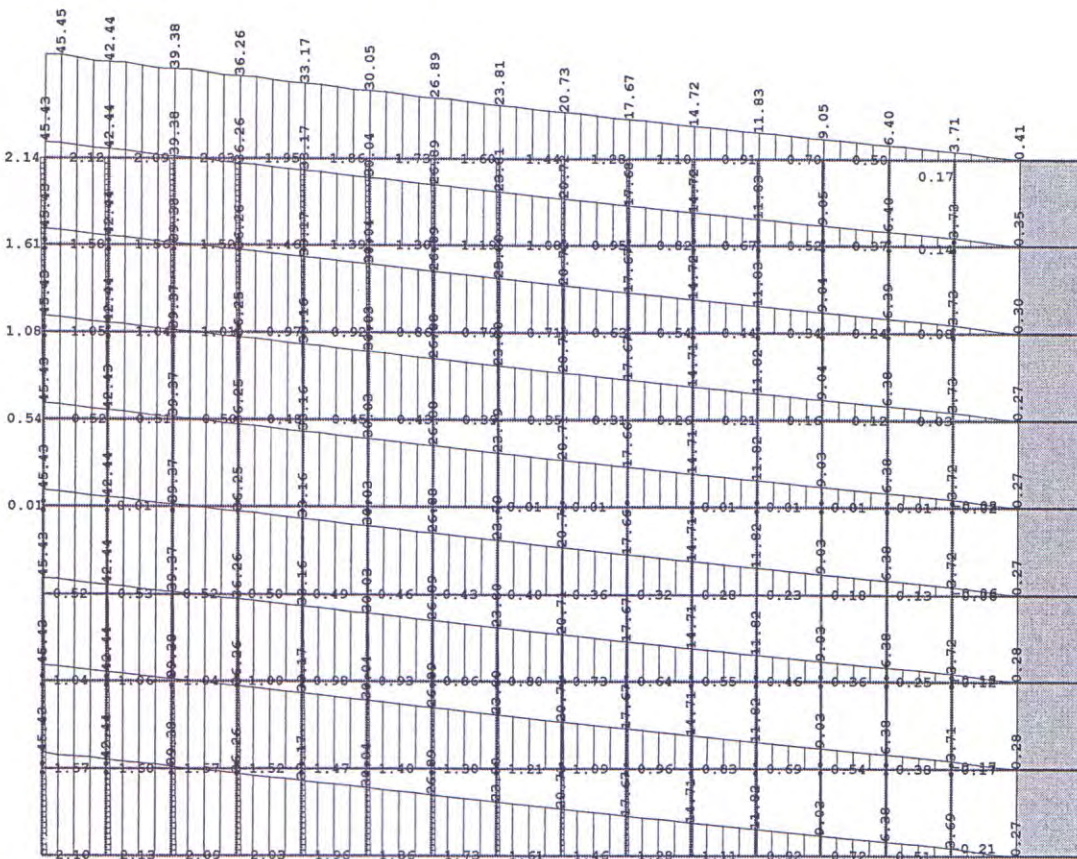
Model 7, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



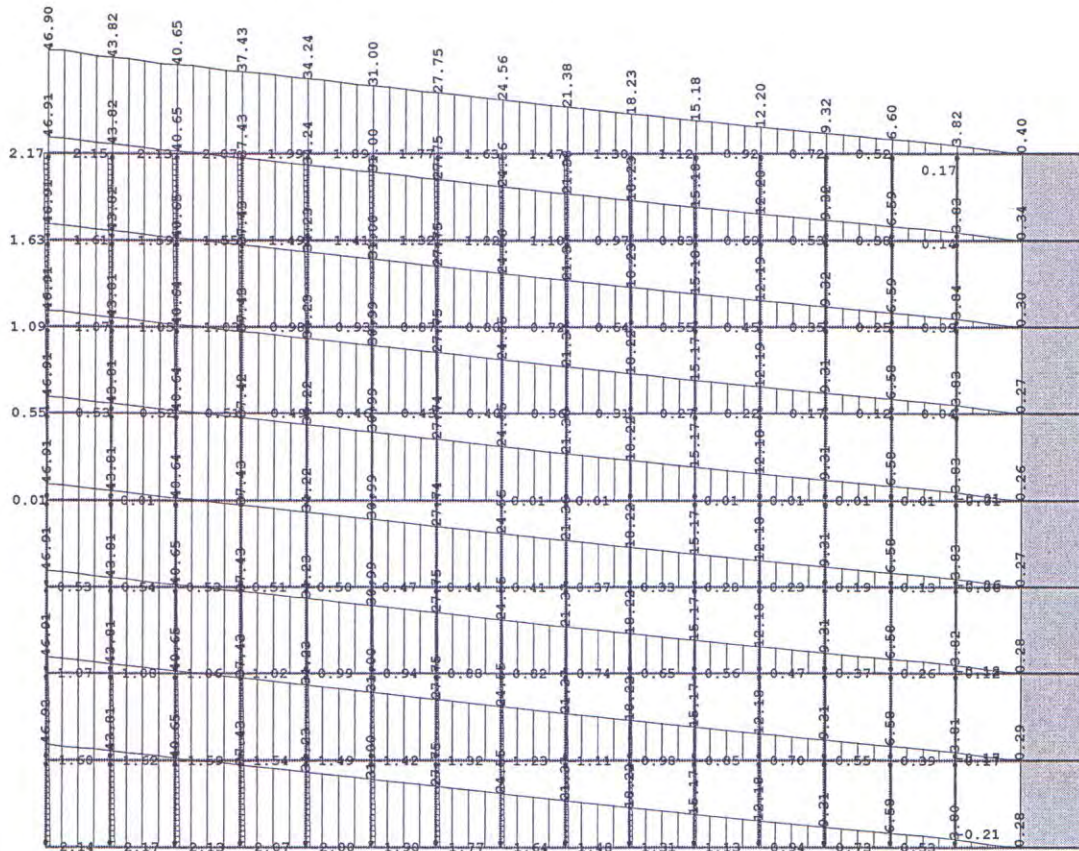
Model 8, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



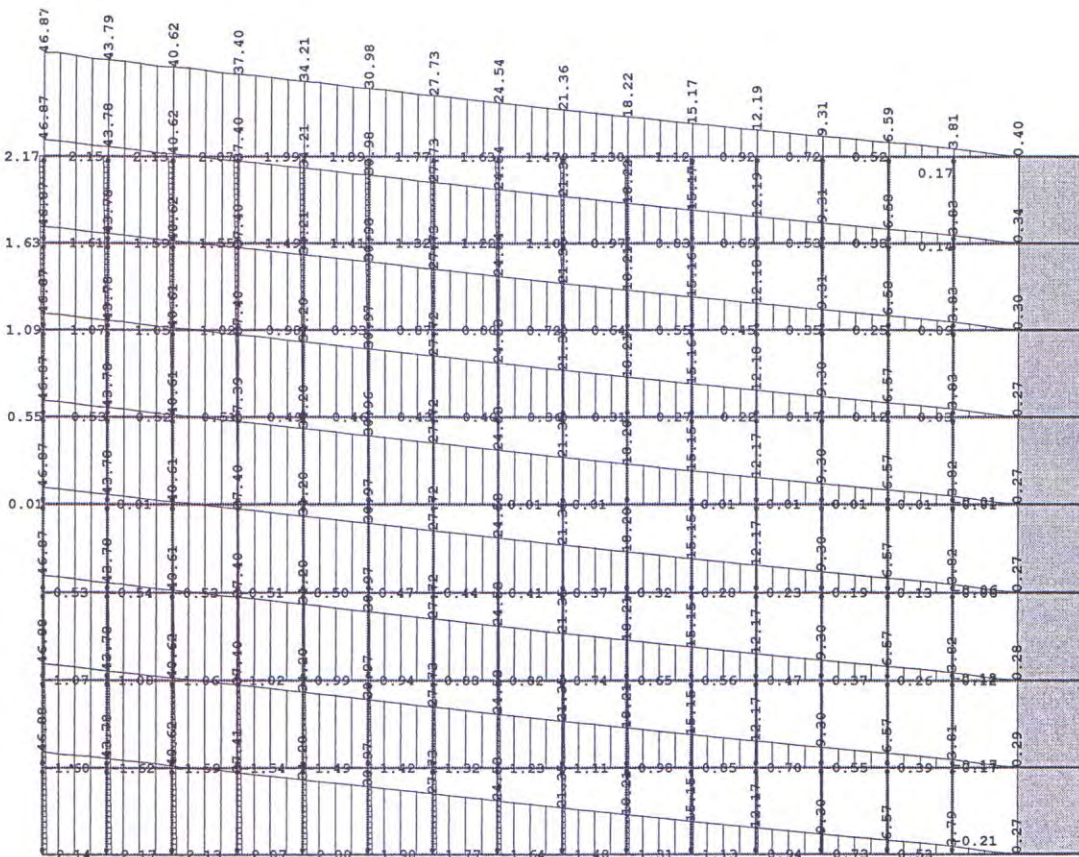
Model 10, Maksimalni horizontalni ugi u X-pravcu [mm]



Model 9, Maksimalni horizontalni ugi u X-pravcu [mm]



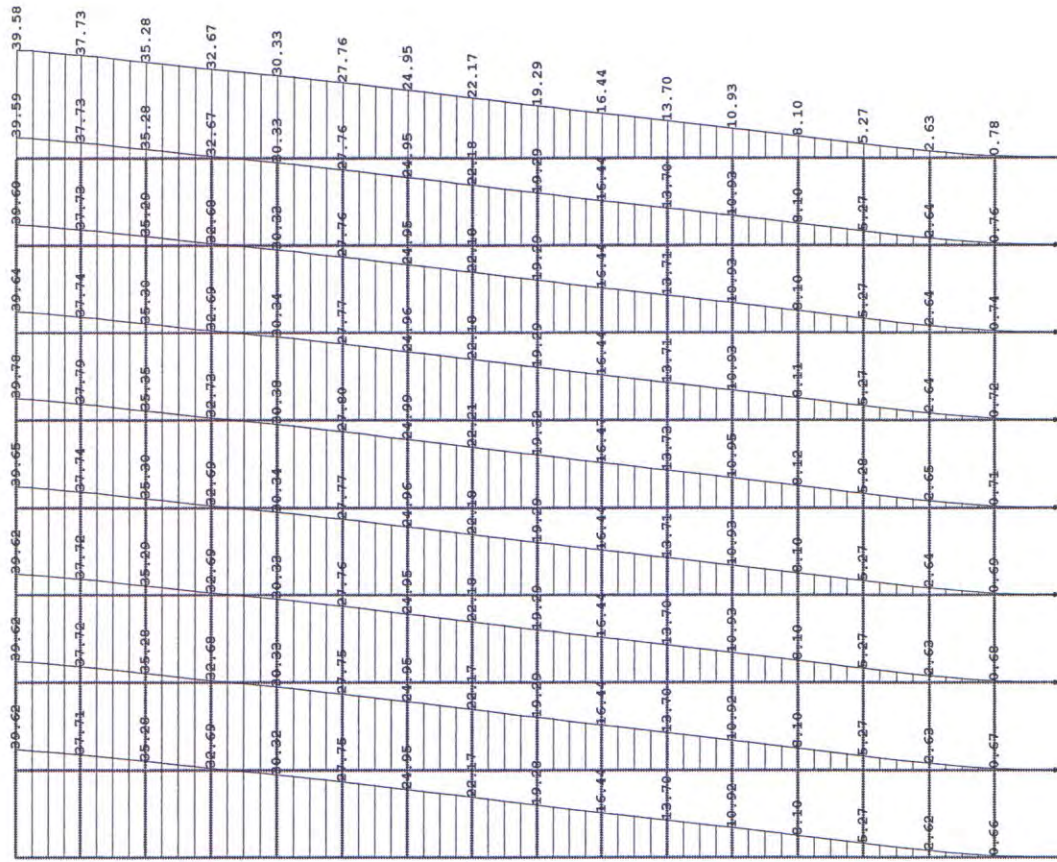
Model 14, Maksimalni horizontalni ugi u X-pravcu [mm]

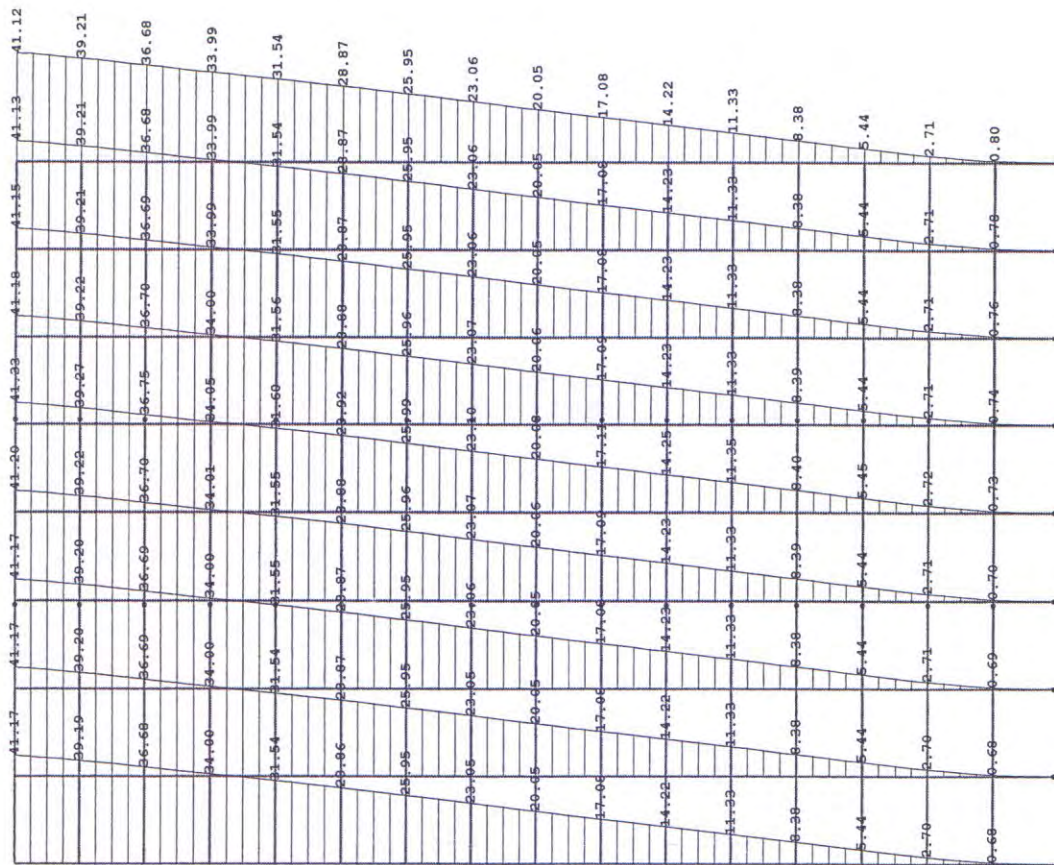


Model 13, Maksimalni horizontalni ugi u X-pravcu [mm]

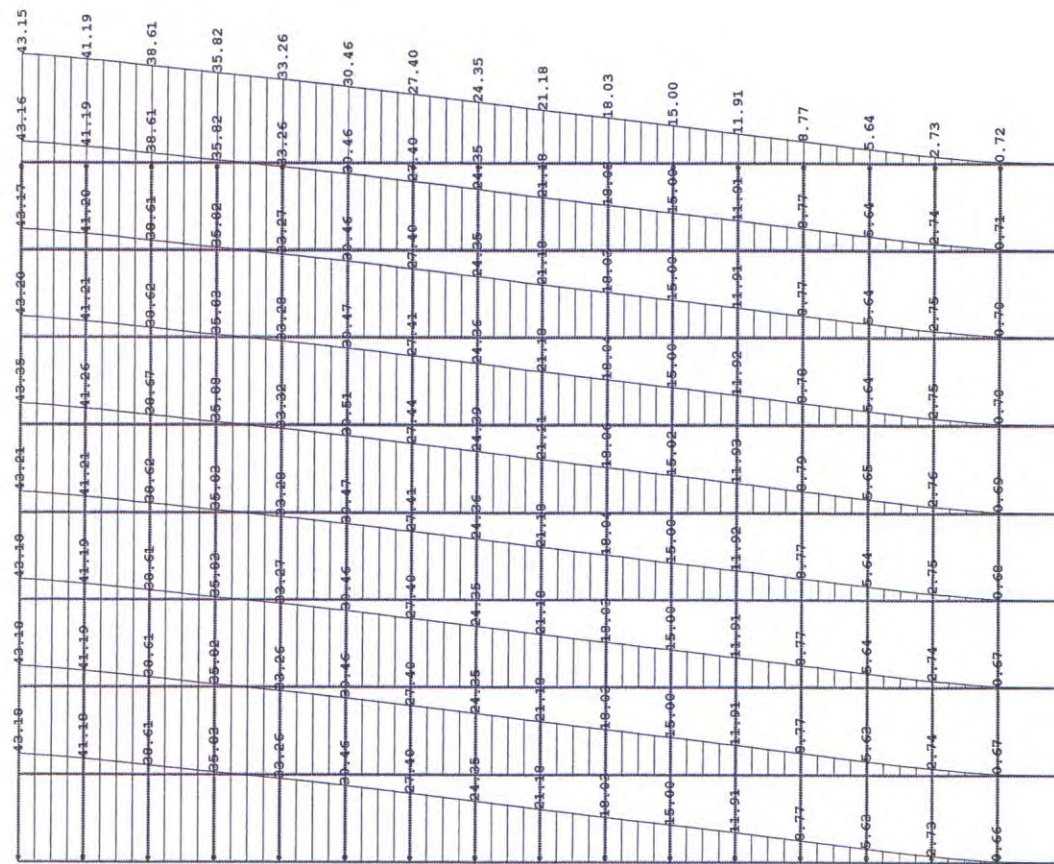
**Sistemi spratnosti P+14
bez armirano–betonskog jezgra**

Maksimalni horizontalni
ugibi u X – pravcu

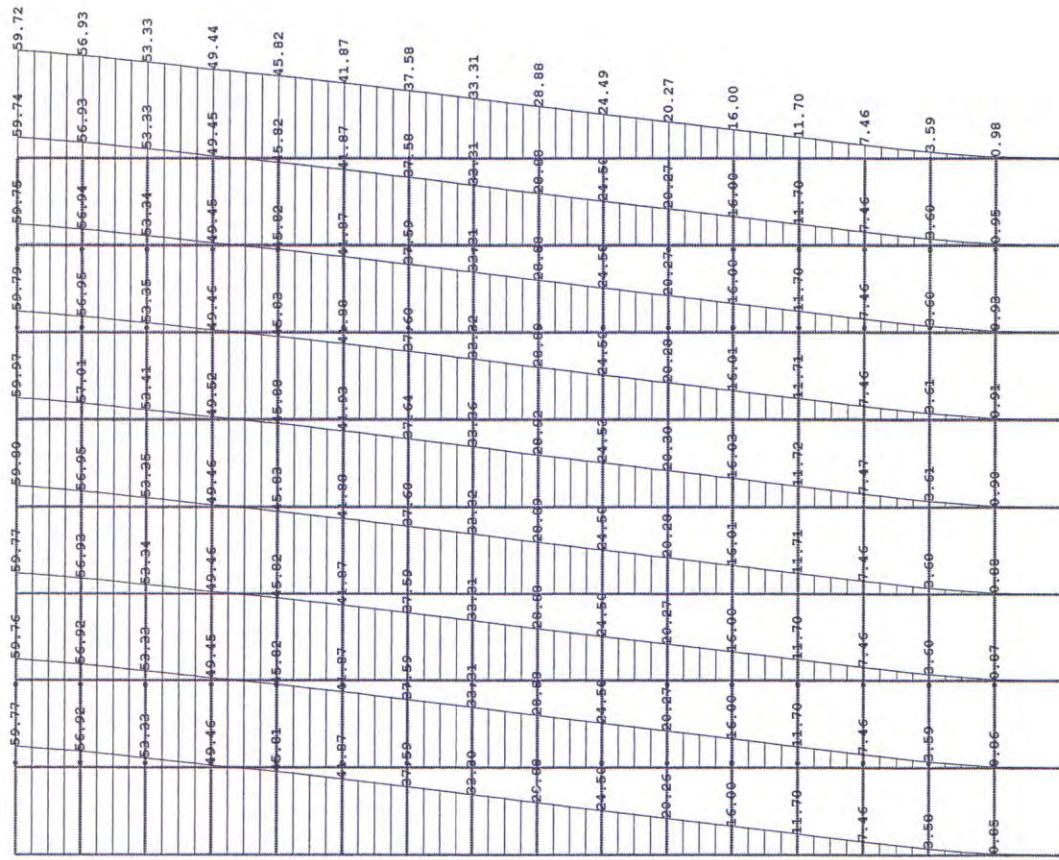




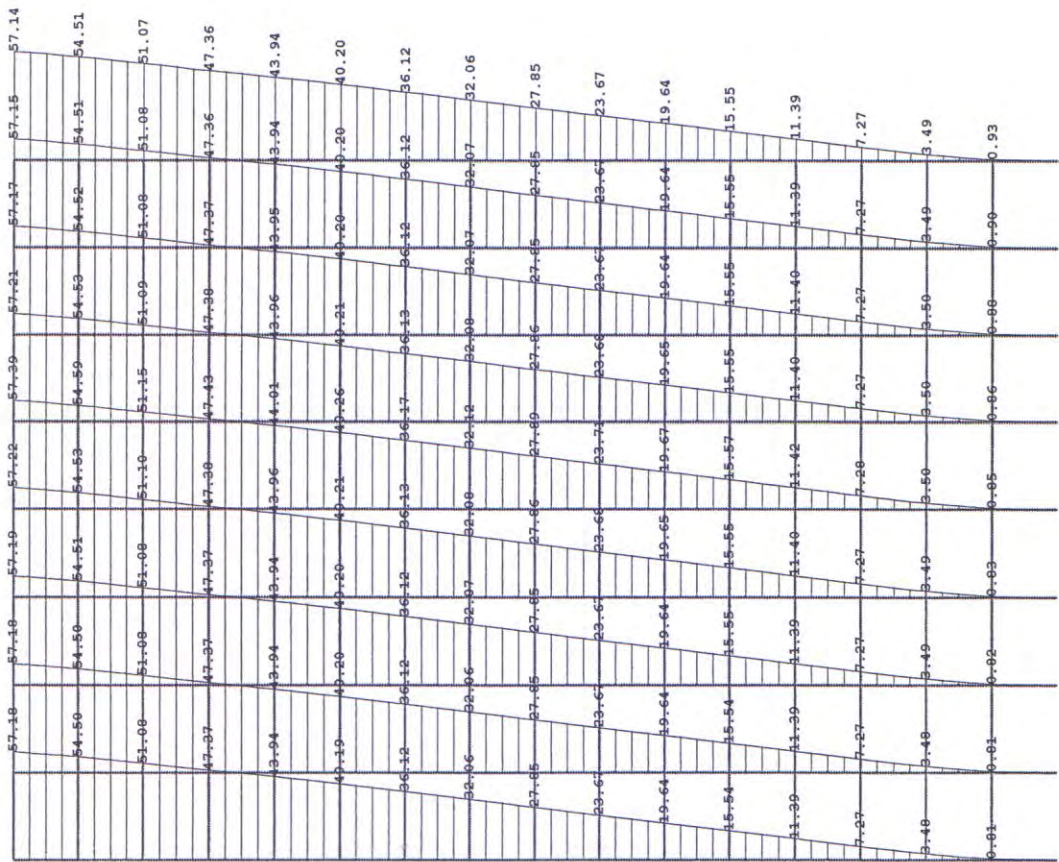
Model 3, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



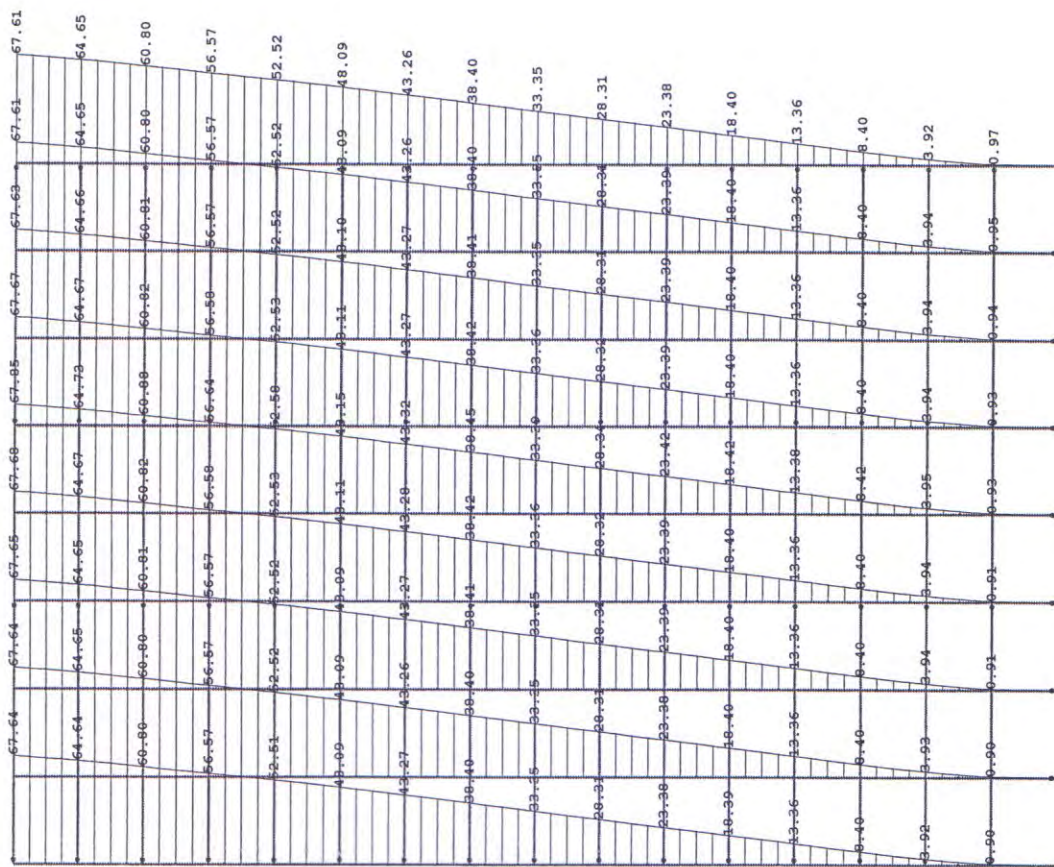
Model 4, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



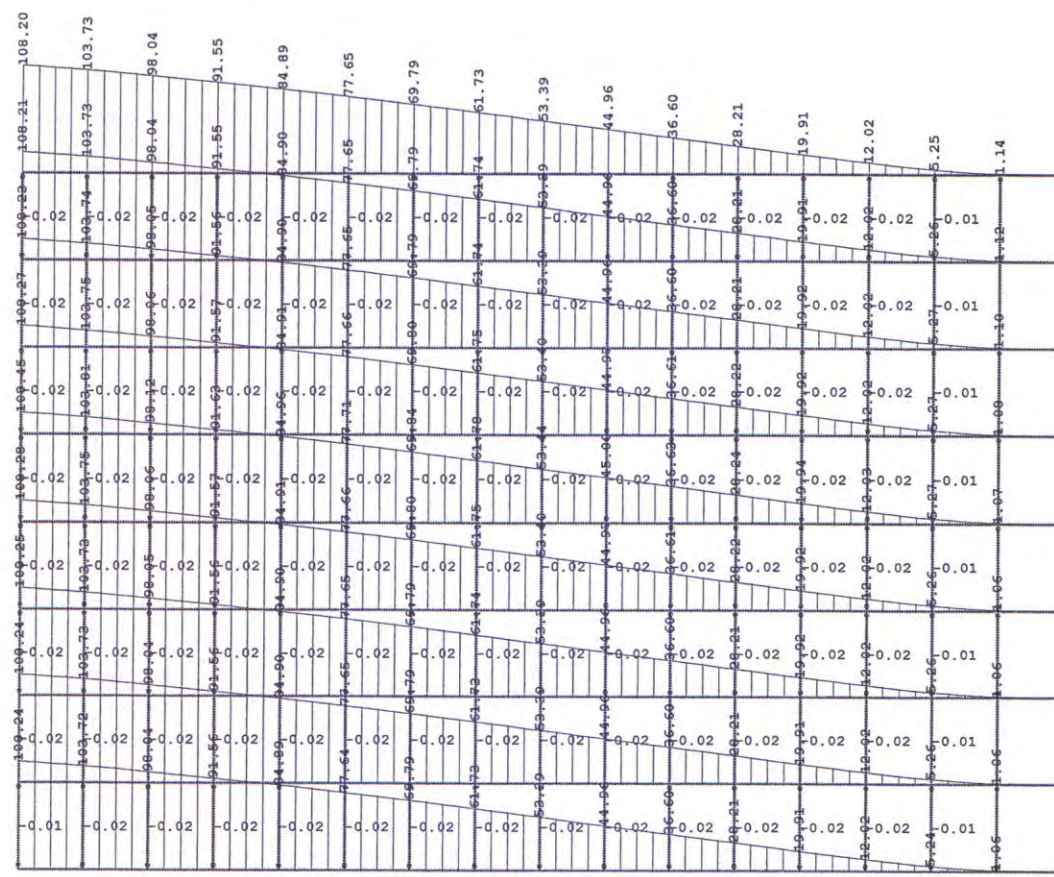
Model 6, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



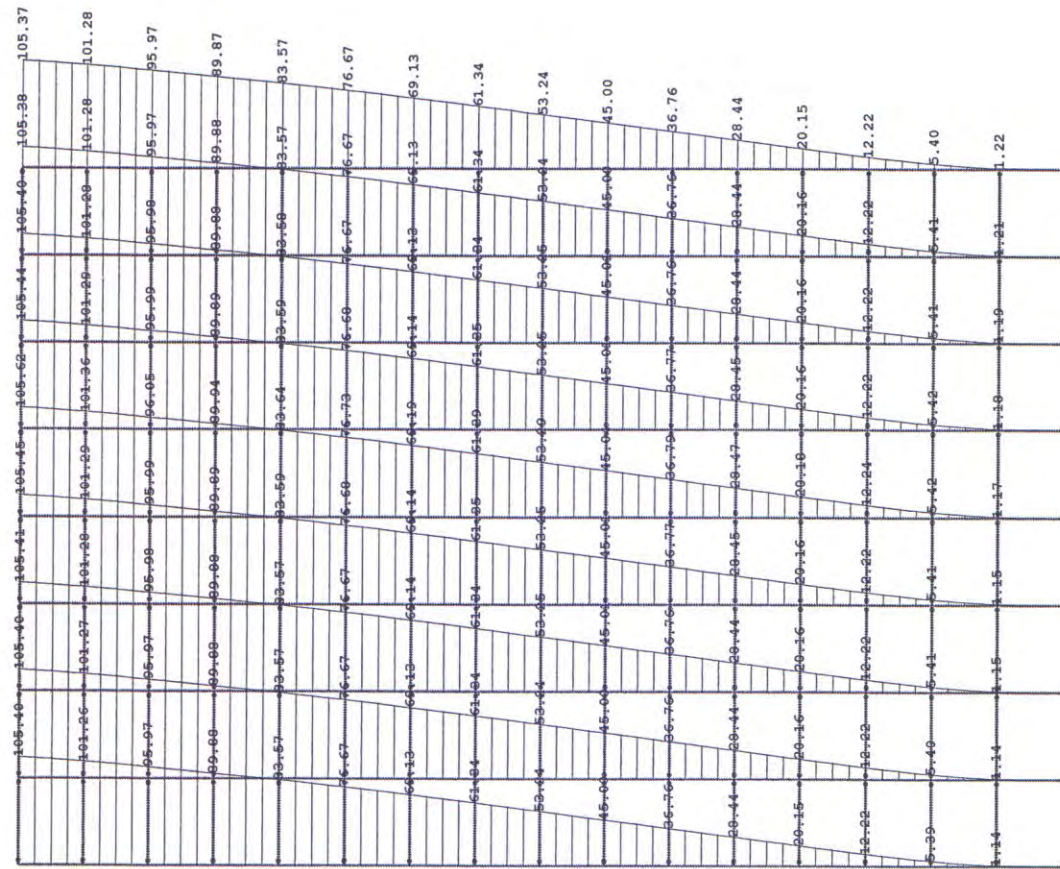
Model 5, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

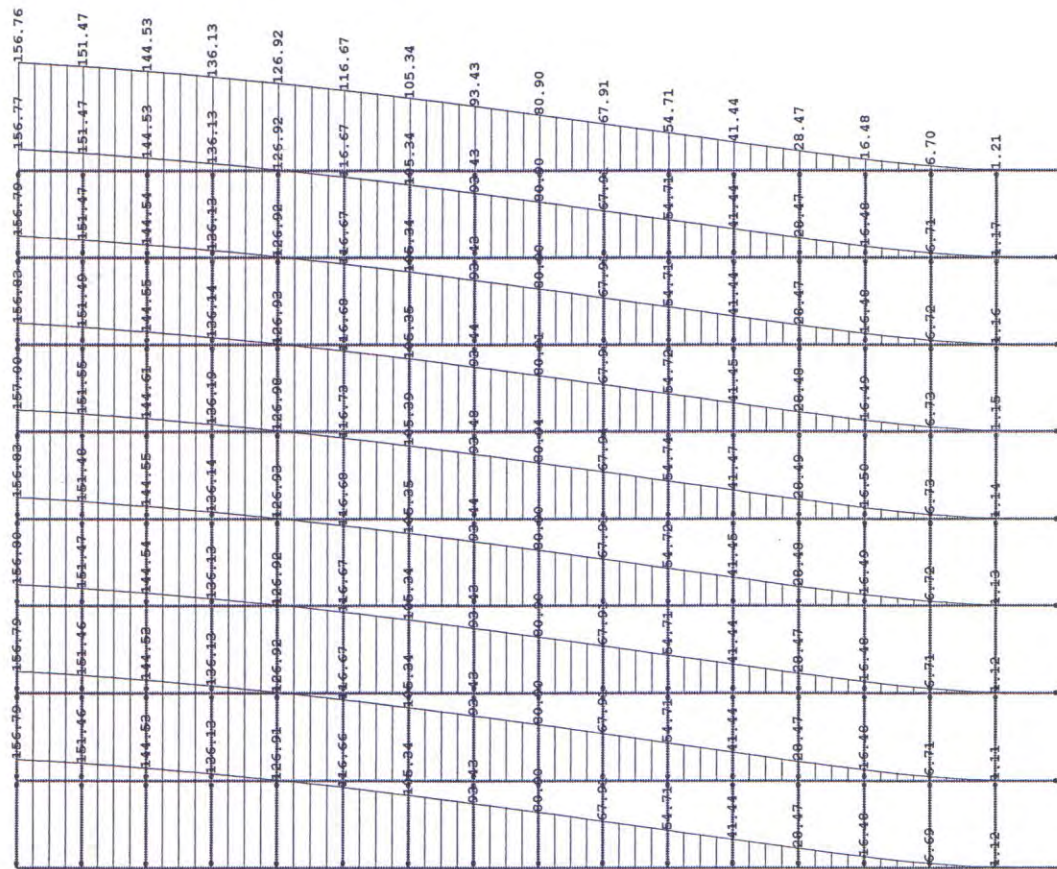


Model 7, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

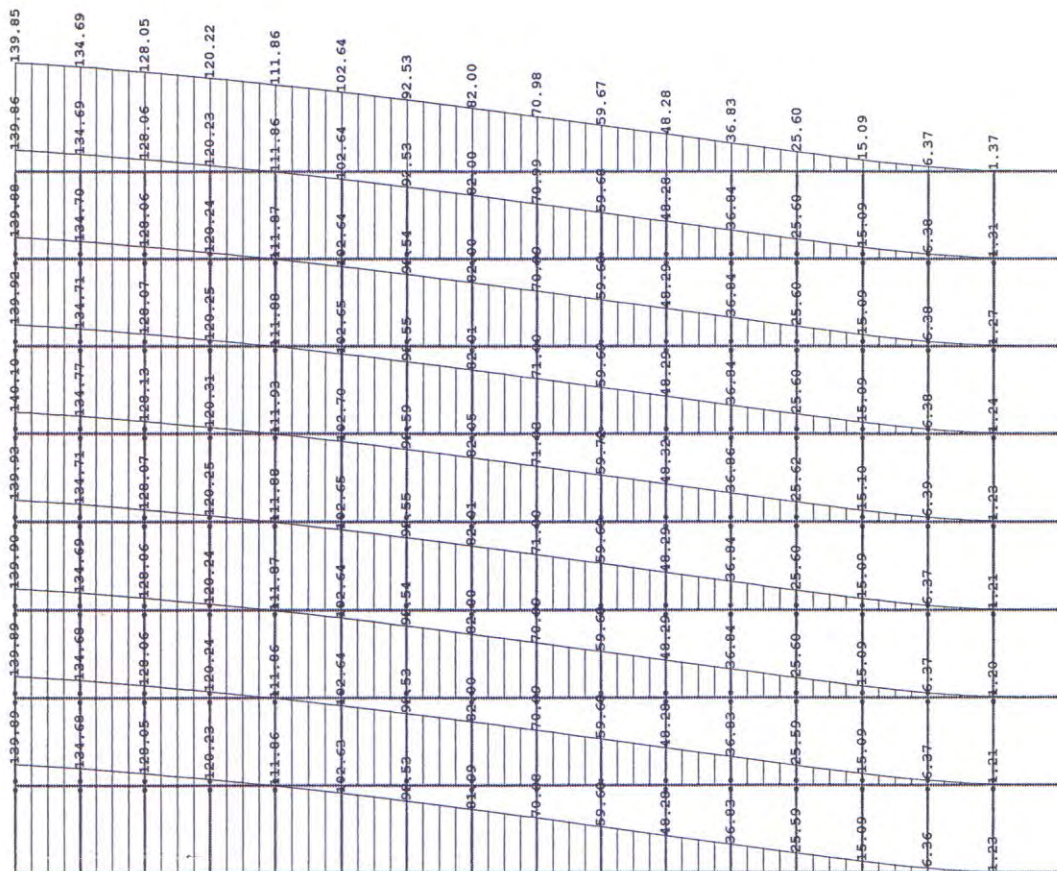


Model 8, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

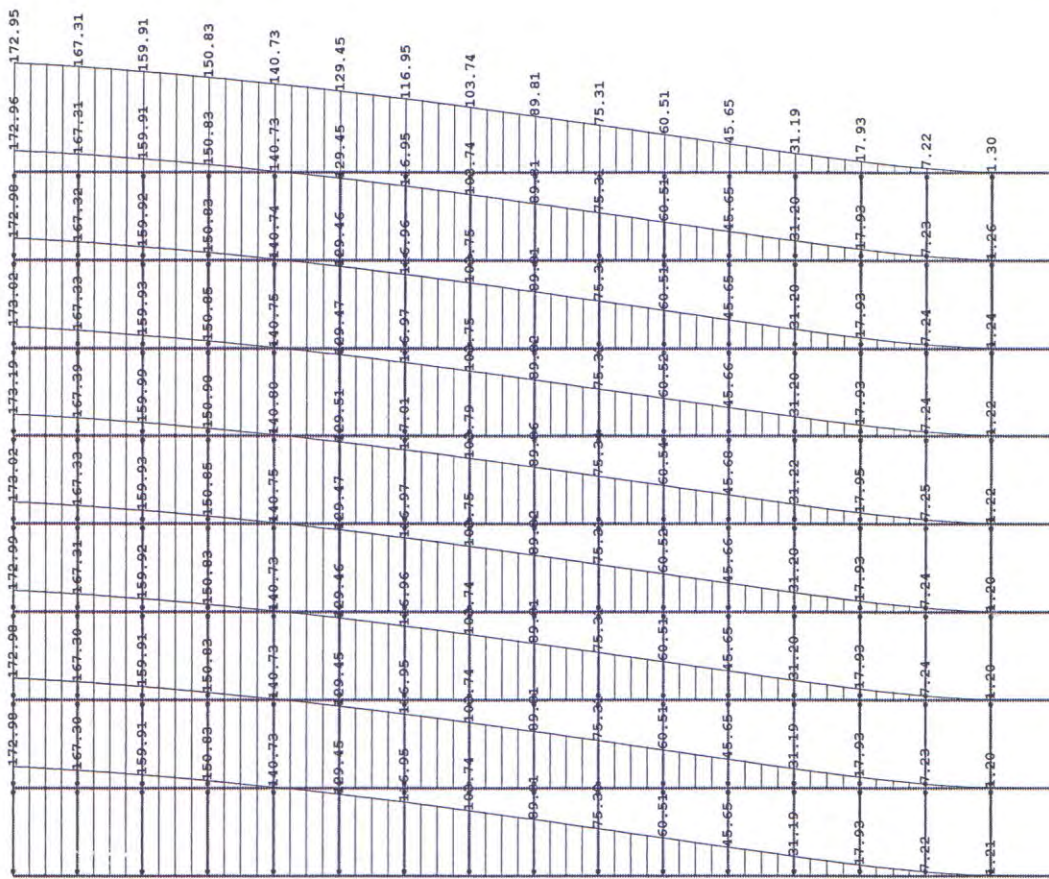




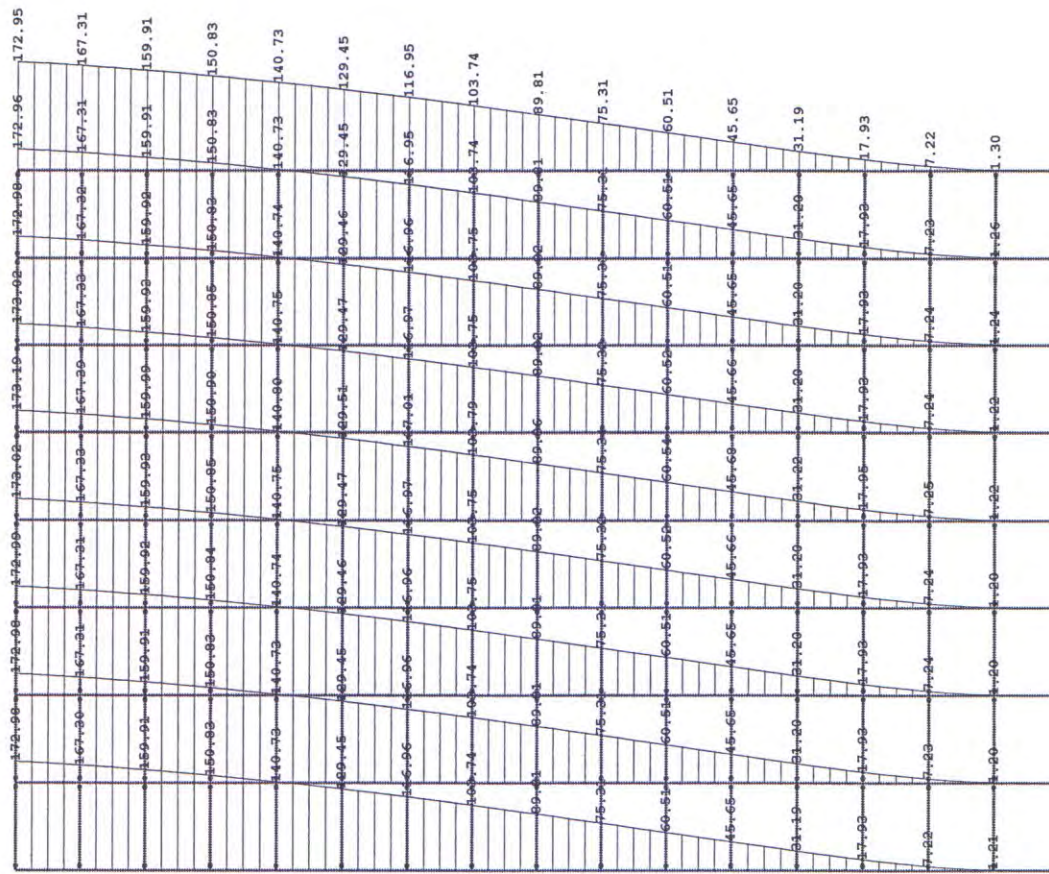
Model 11, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



Model 12, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



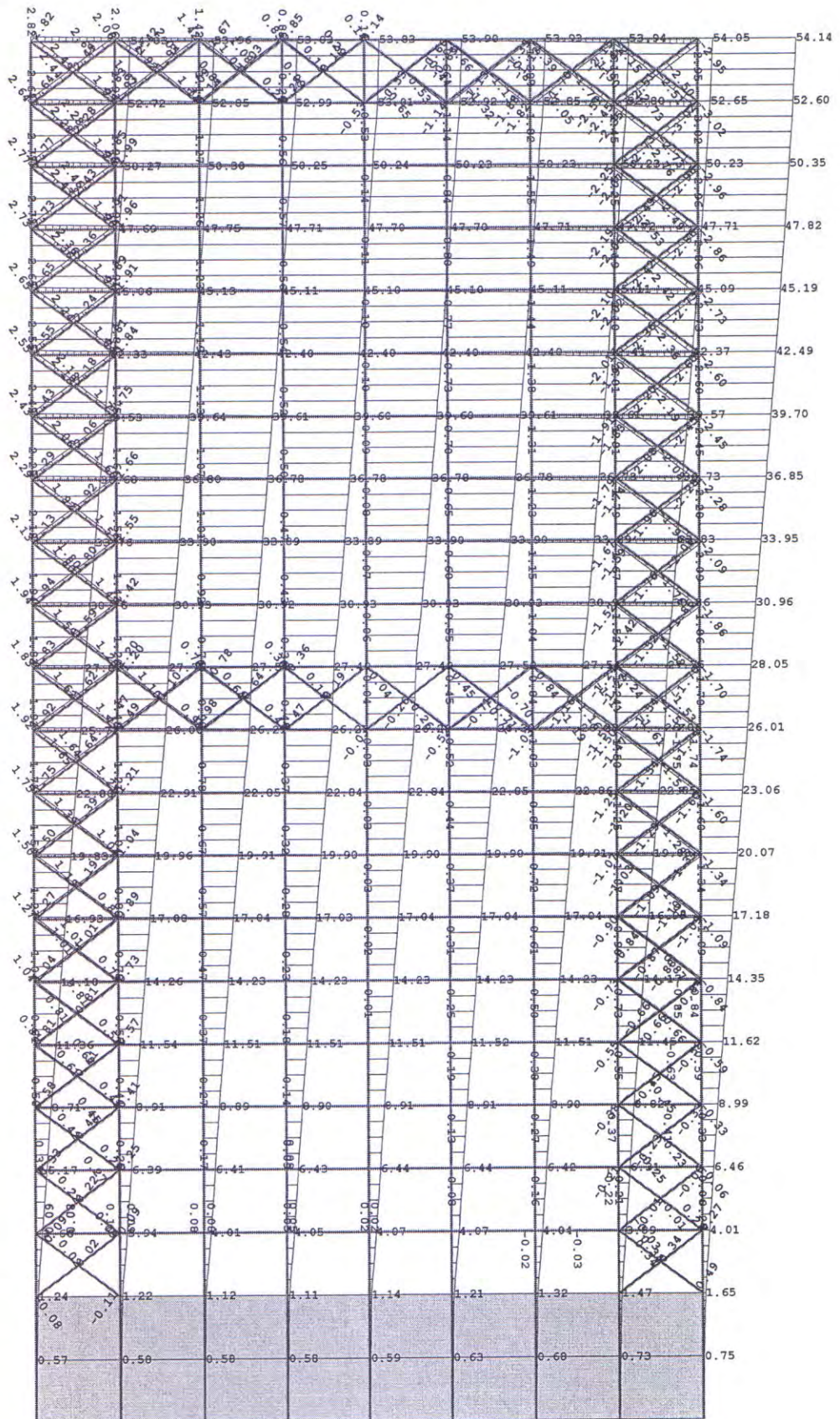
Model 13, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



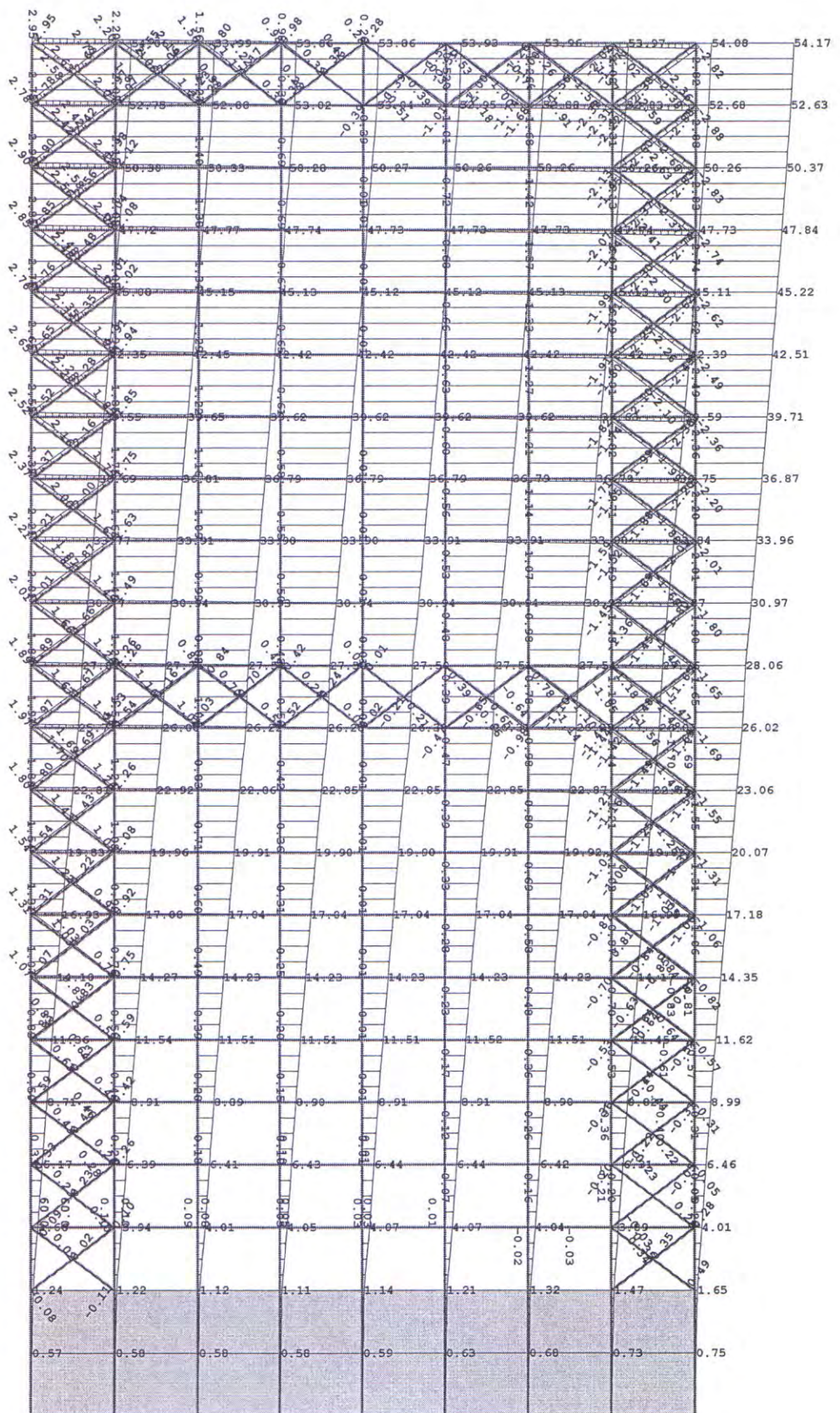
Model 14, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

**Sistemi spratnosti P+19
sa armirano–betonskim jezgrom**

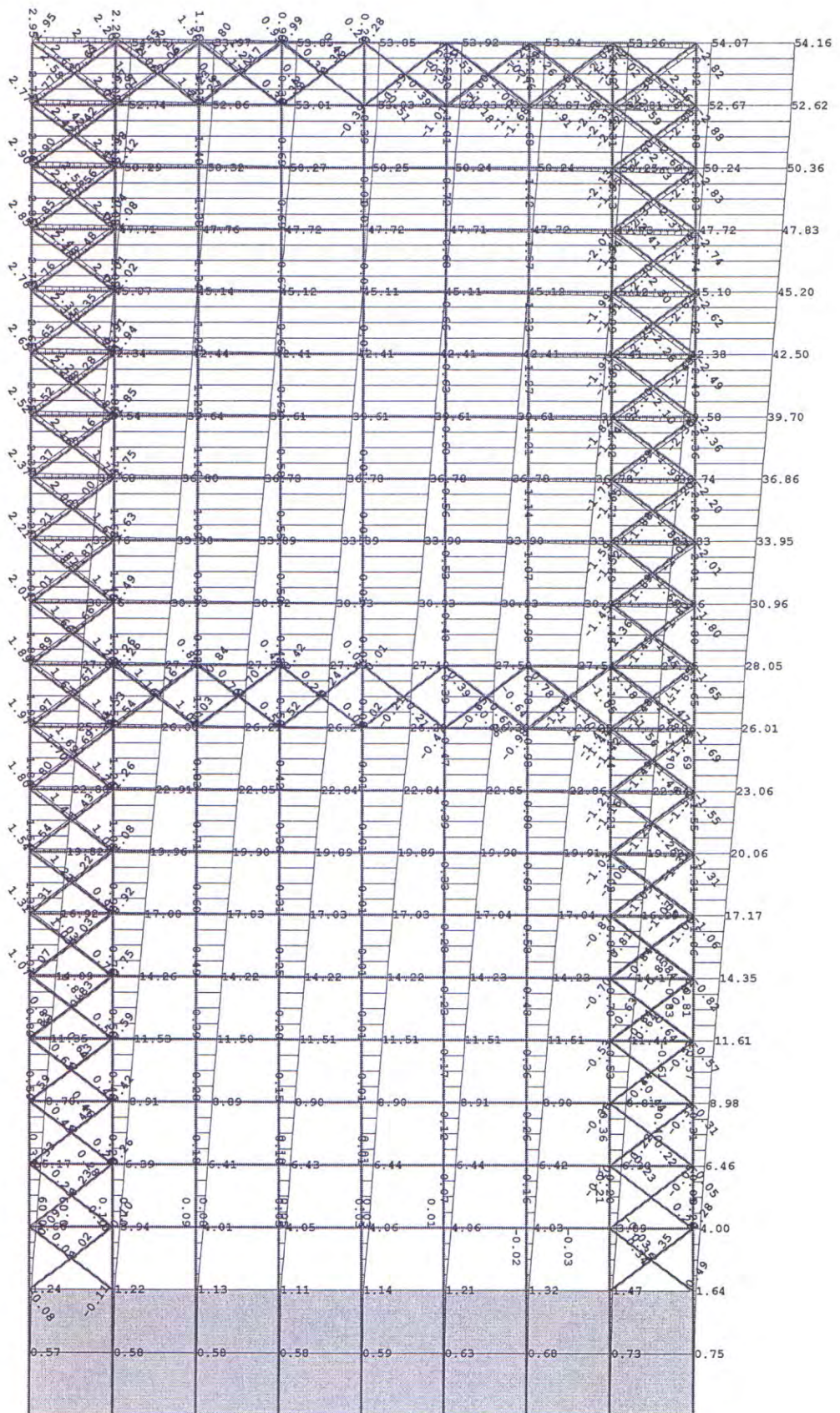
Maksimalni horizontalni
ugibi u X – pravcu



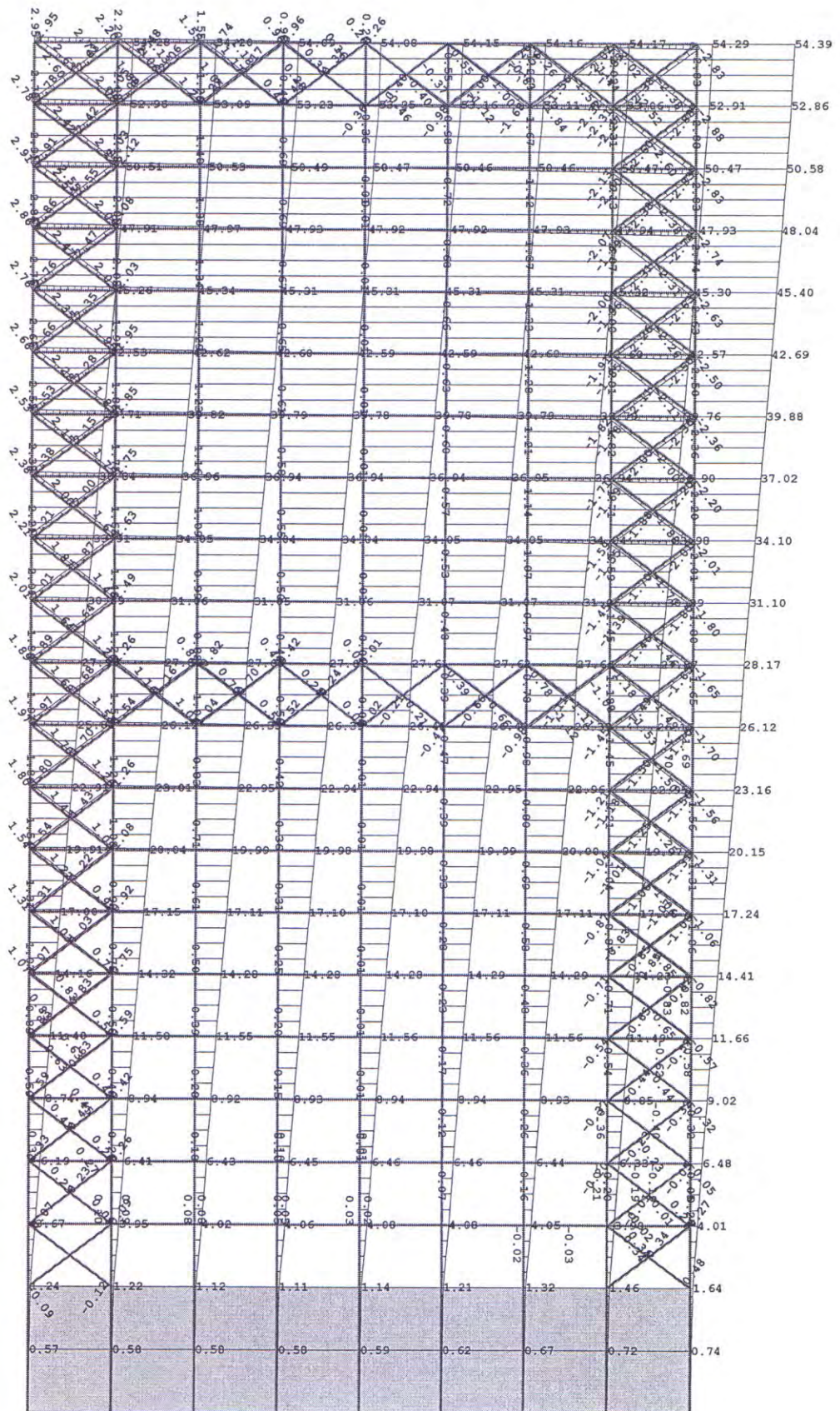
Model 1, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



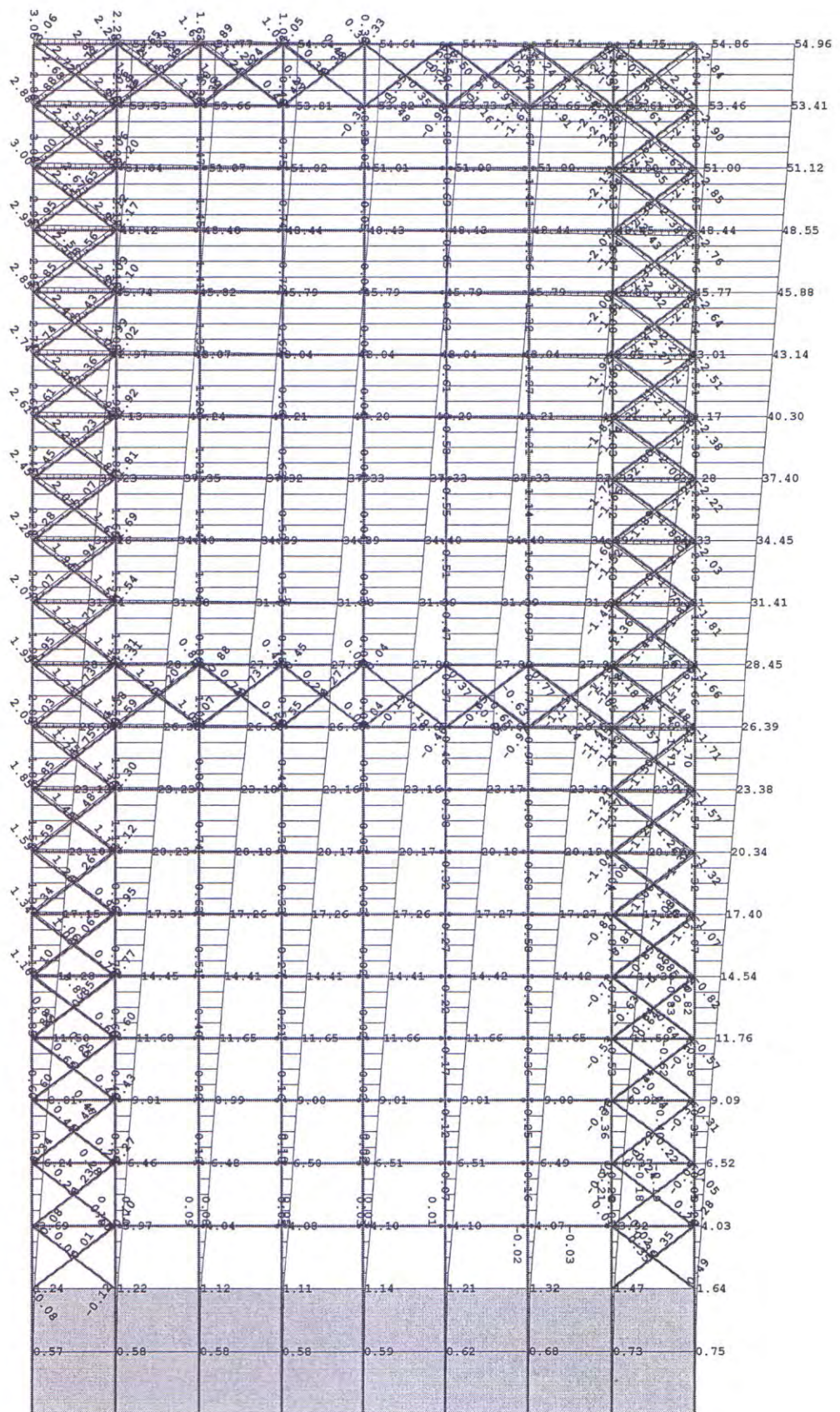
Model 2, Maksimalni horizontalni ugeb u X-pravcu [mm]



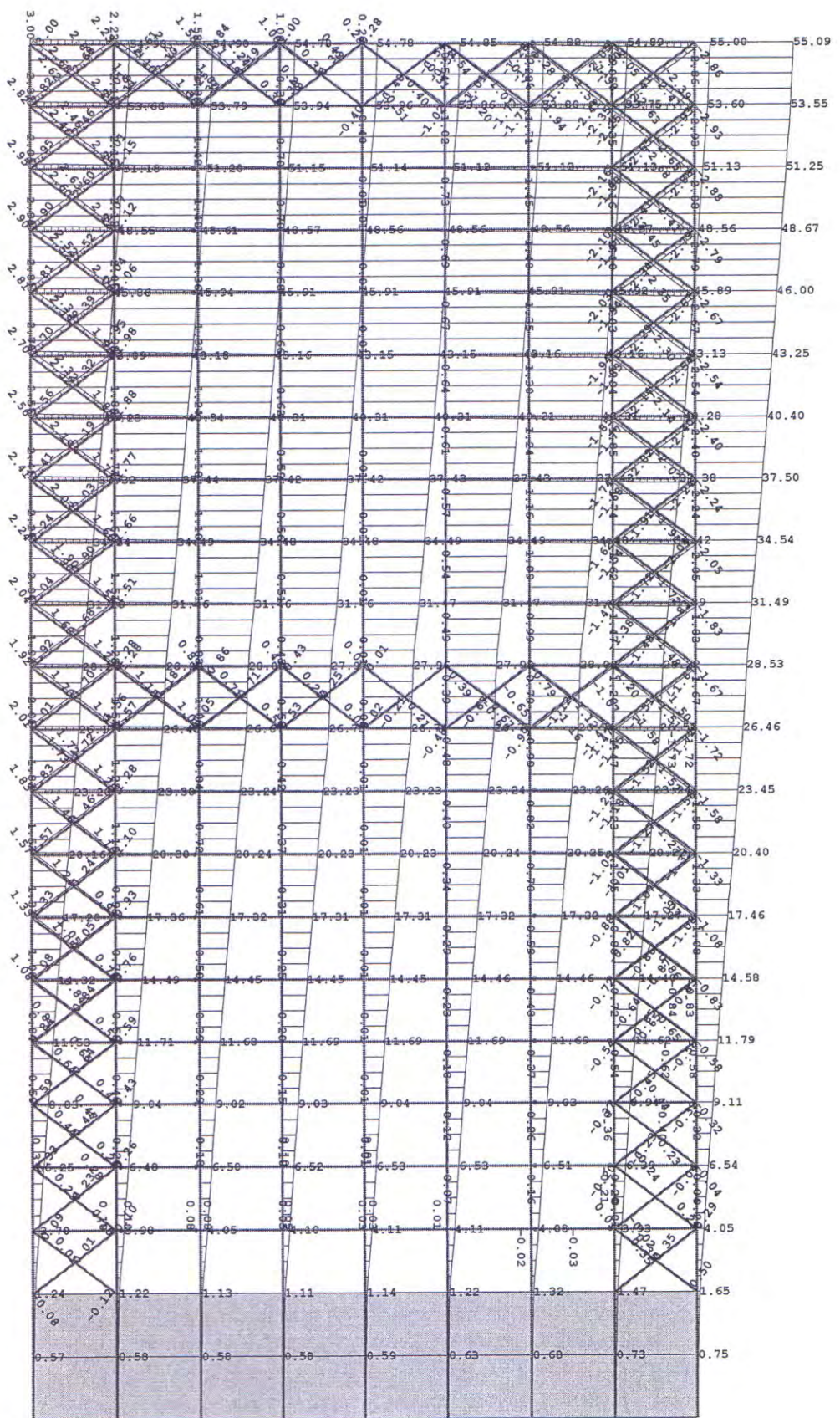
Model 3, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



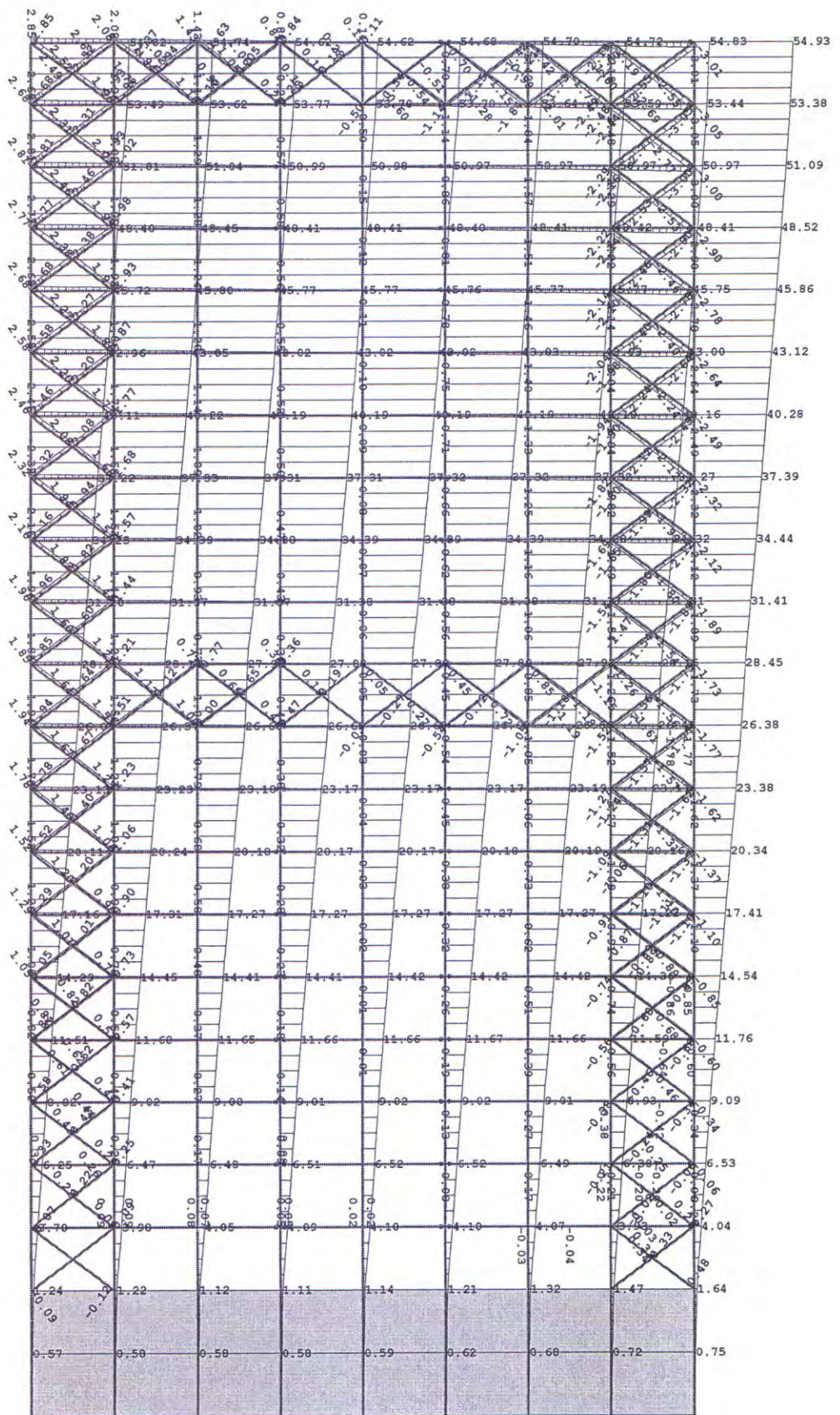
Model 4, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



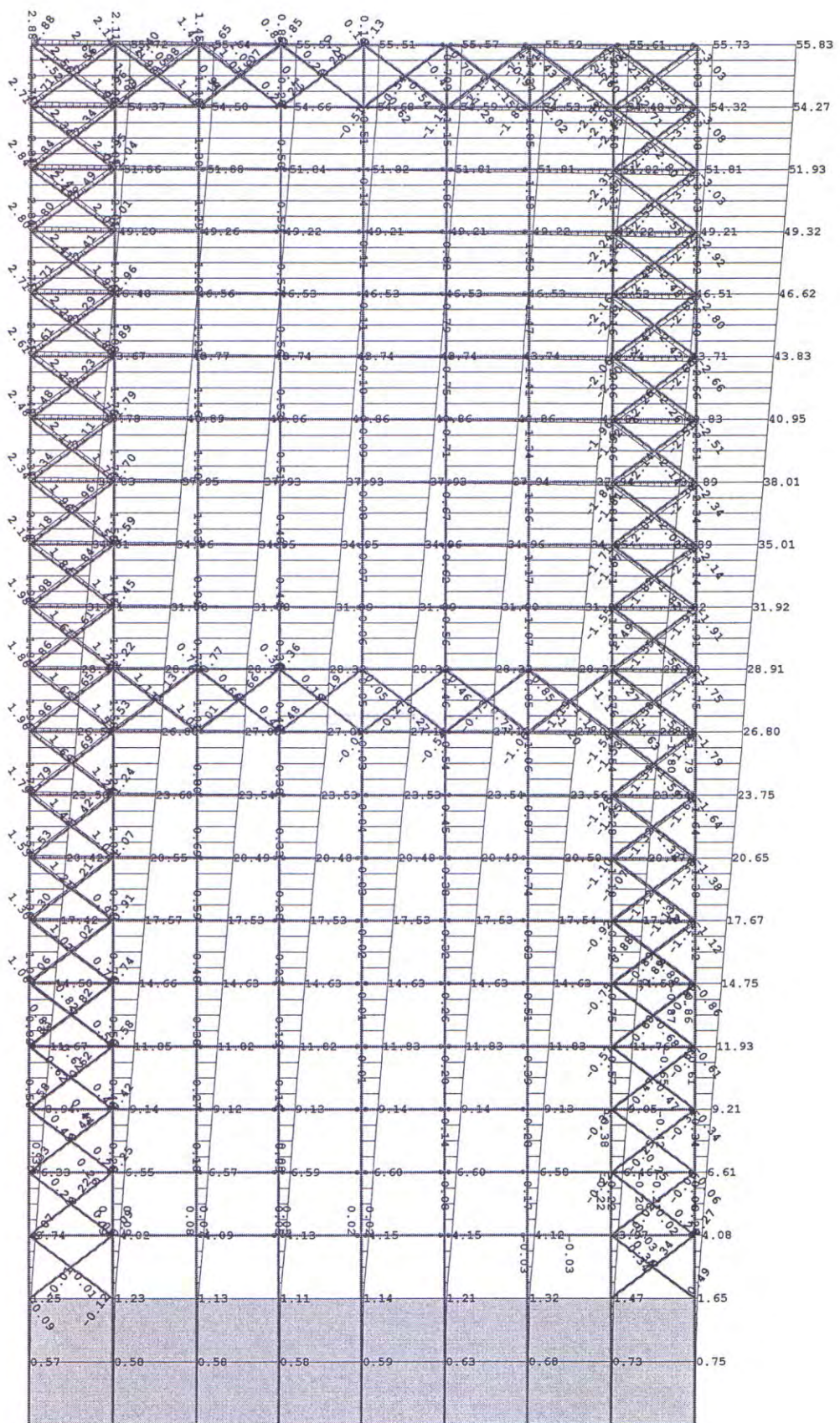
Model 5, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



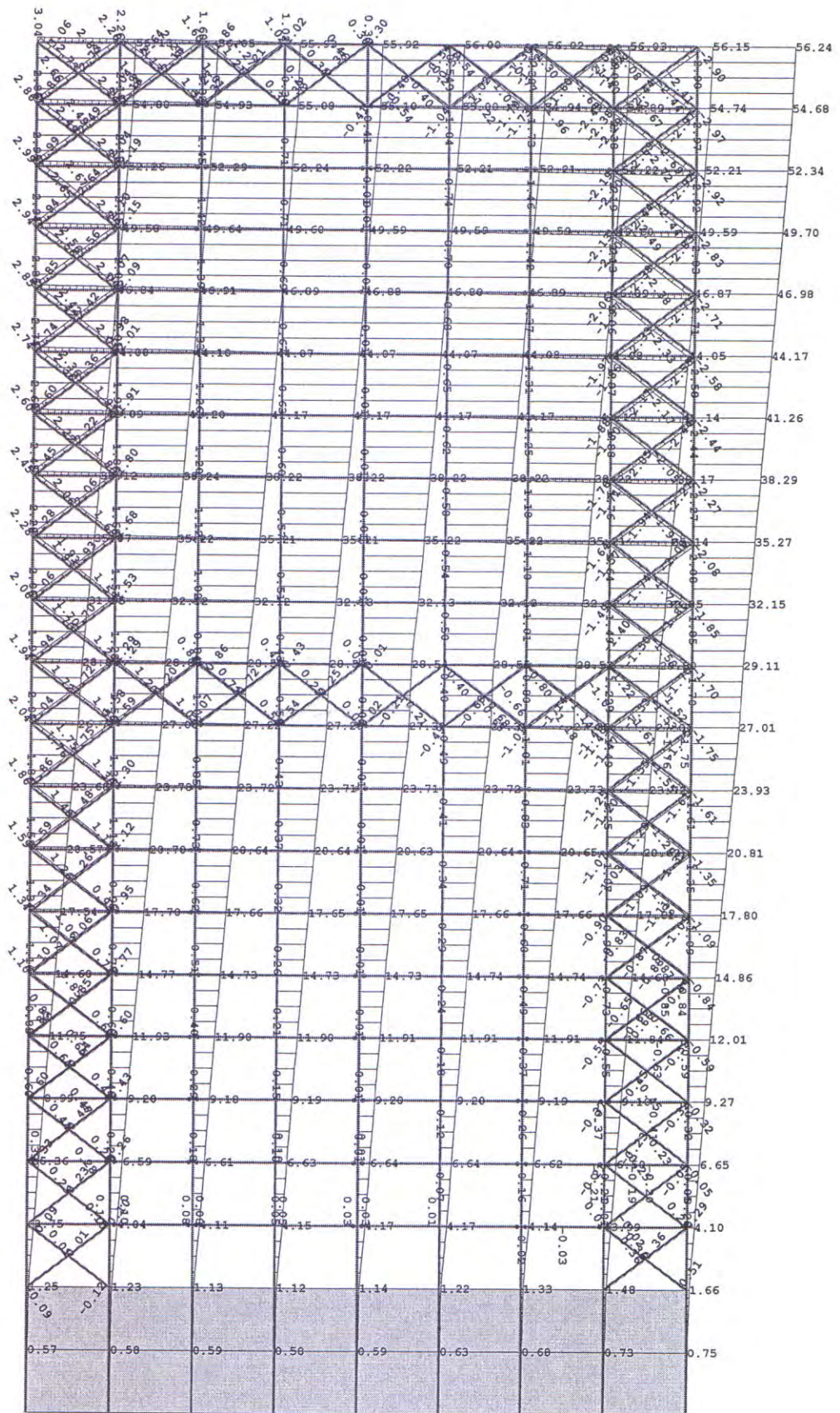
Model 6, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



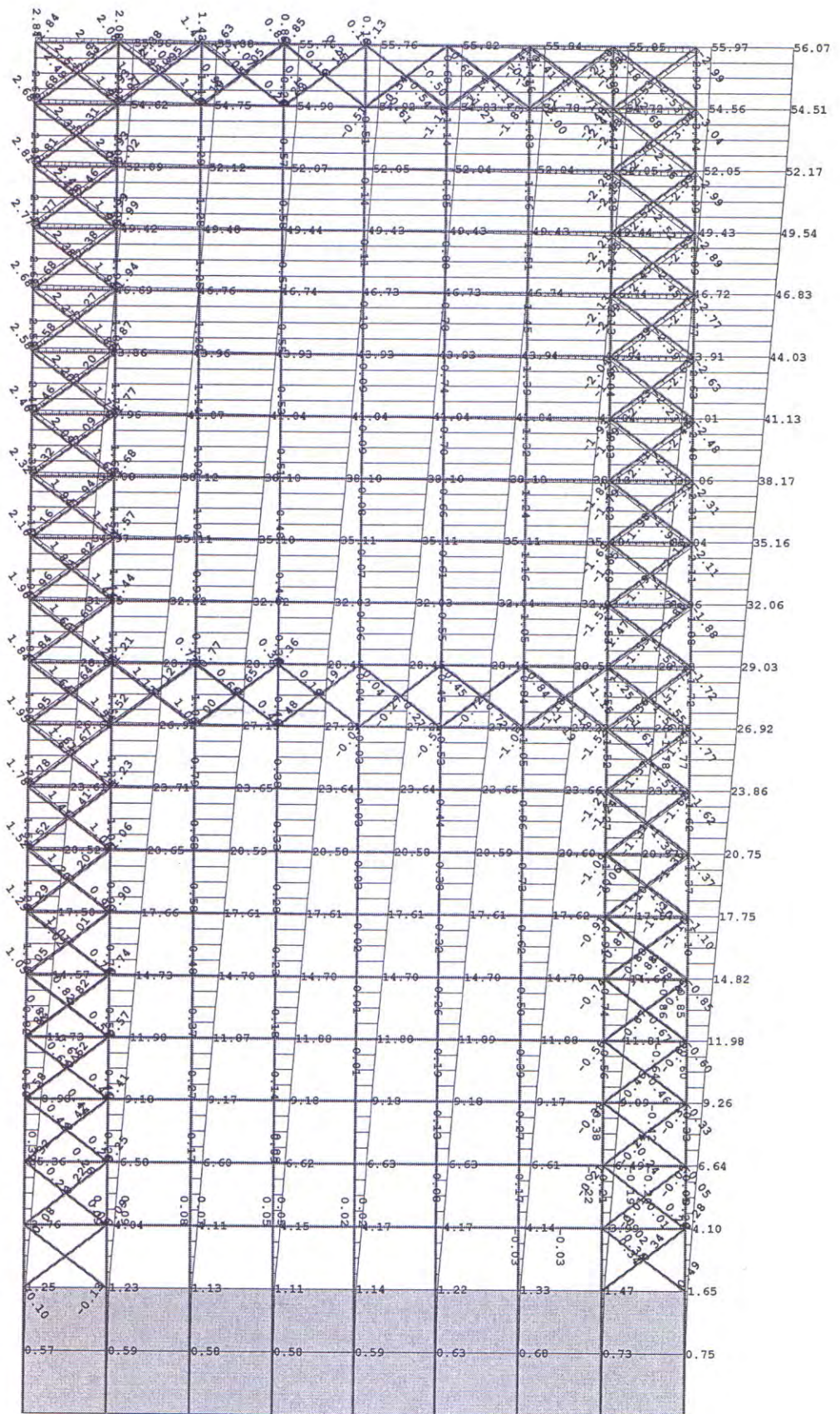
Model 7, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



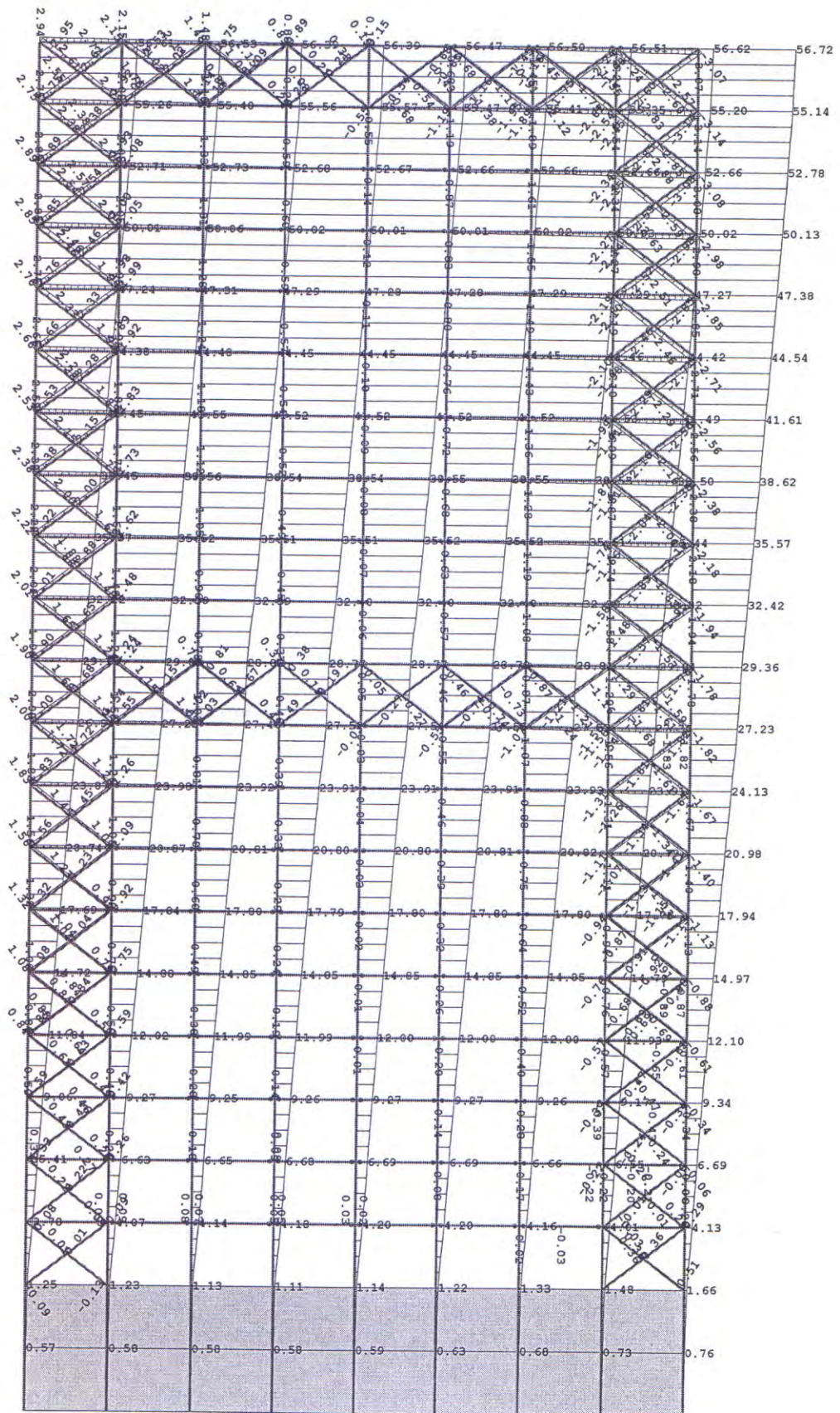
Model 8, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



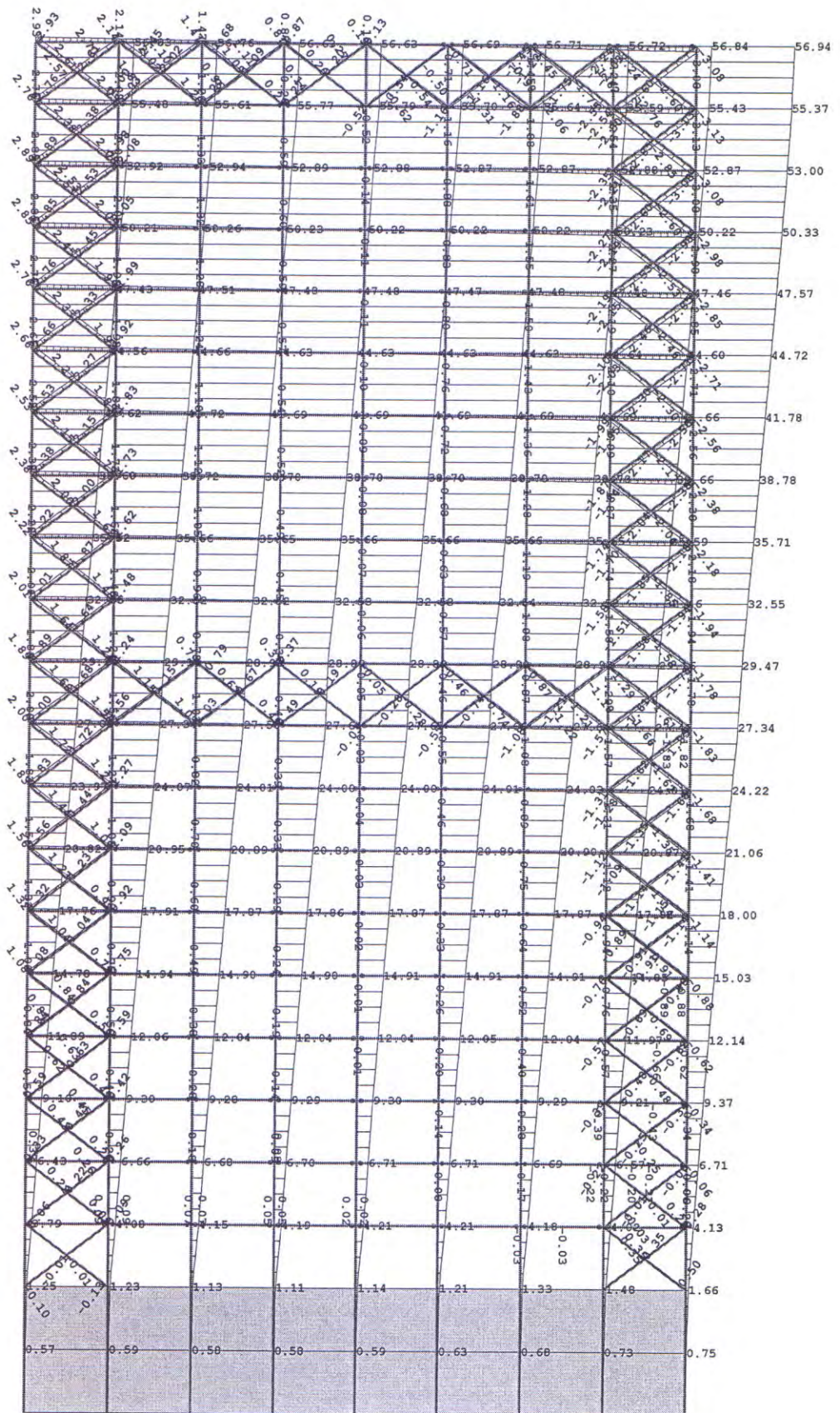
Model 9, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



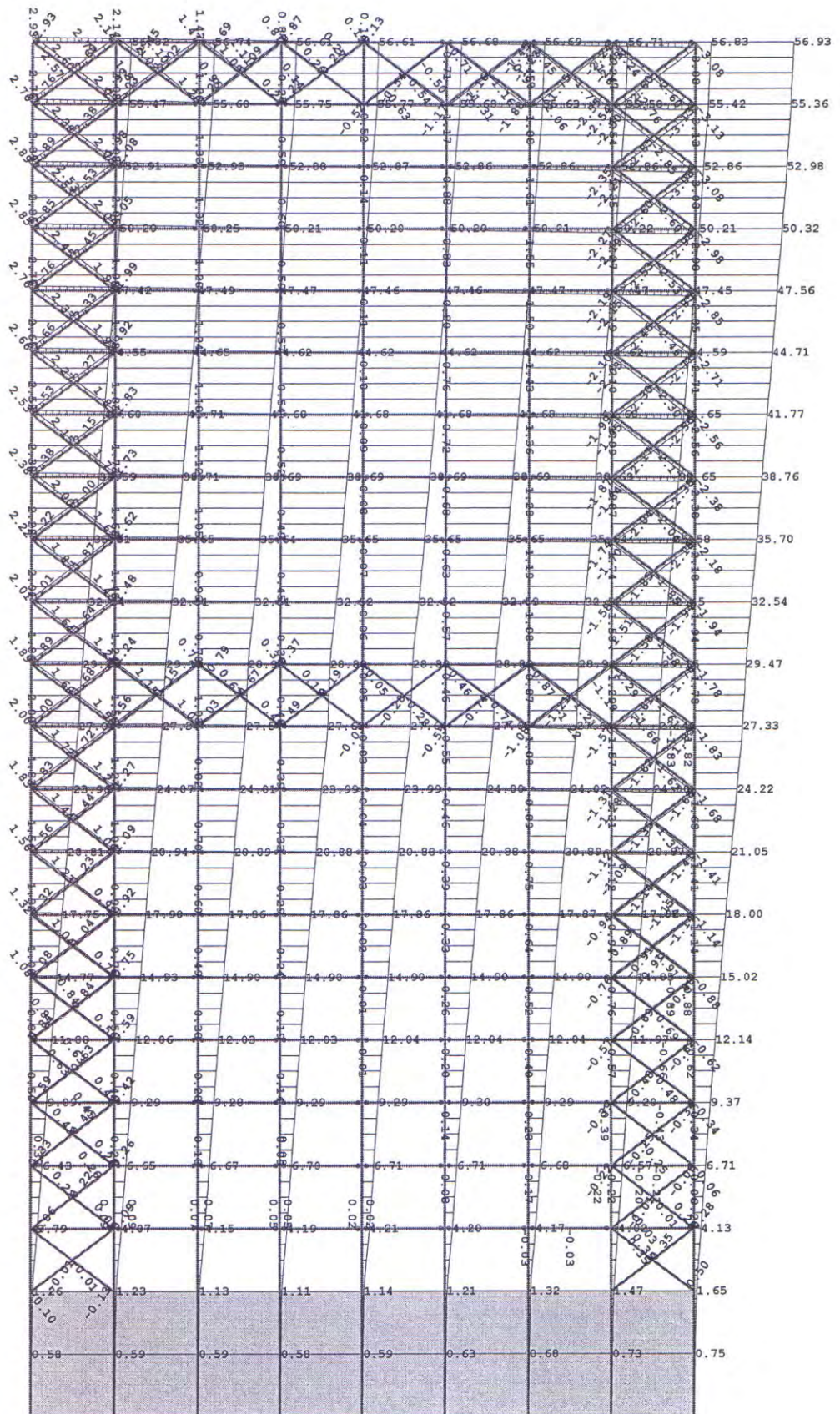
Model 10, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



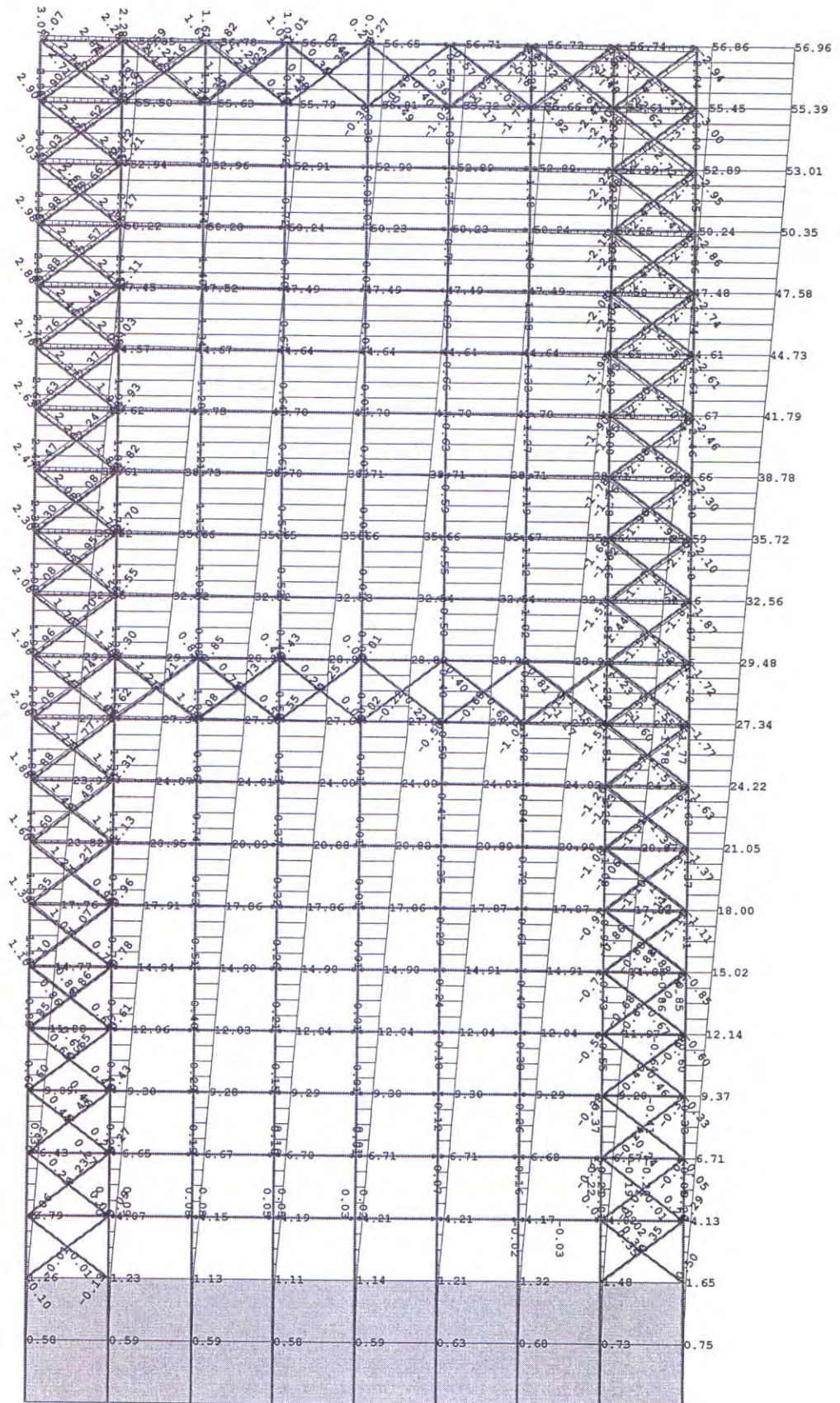
Model 11, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



Model 12, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



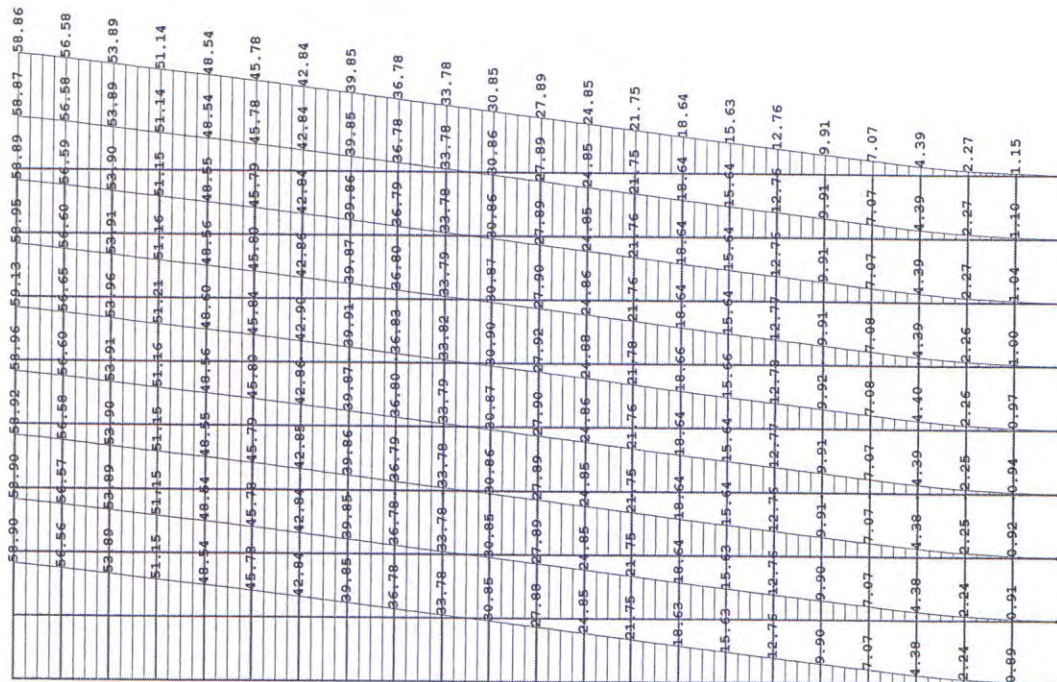
Model 13, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



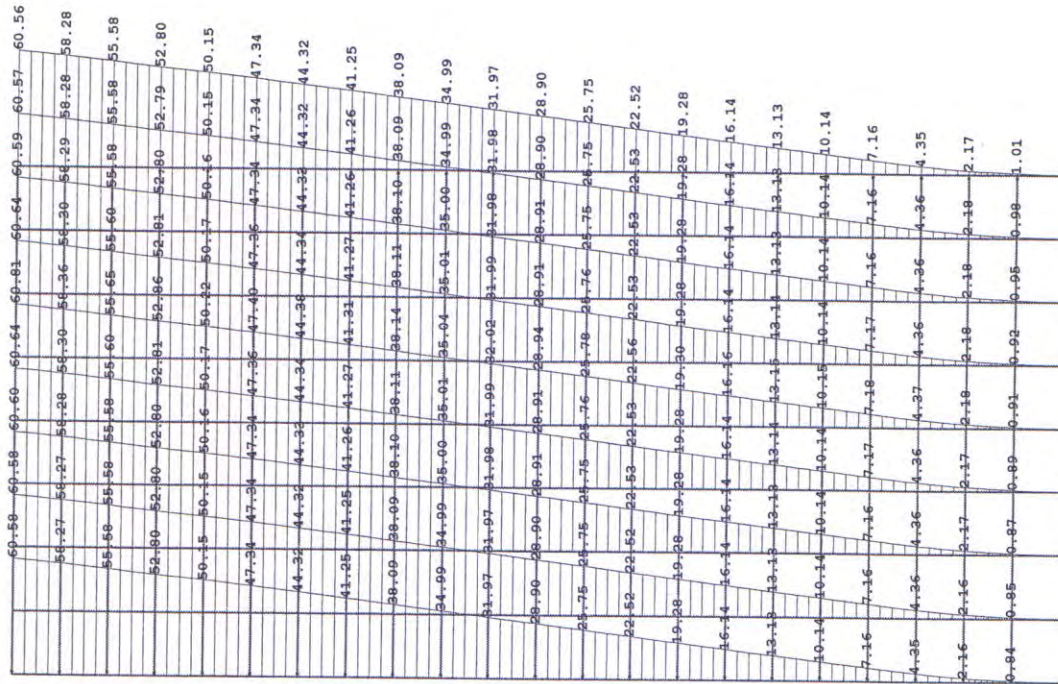
Model 14, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

**Sistemi spratnosti P+19
bez armirano–betonskog jezgra**

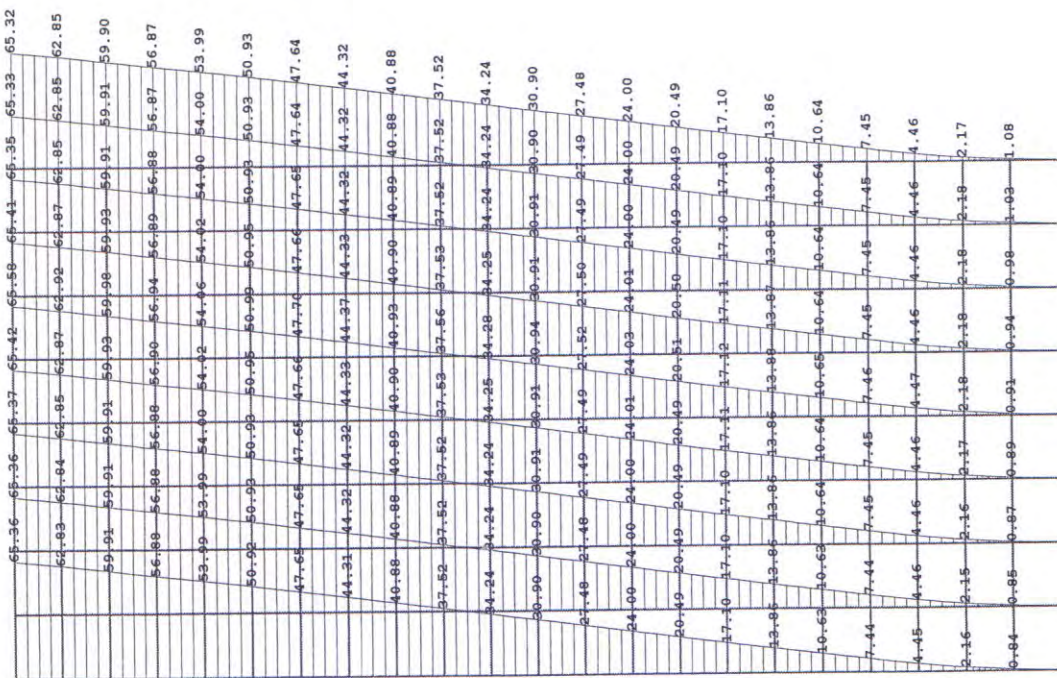
Maksimalni horizontalni
ugibi u X – pravcu



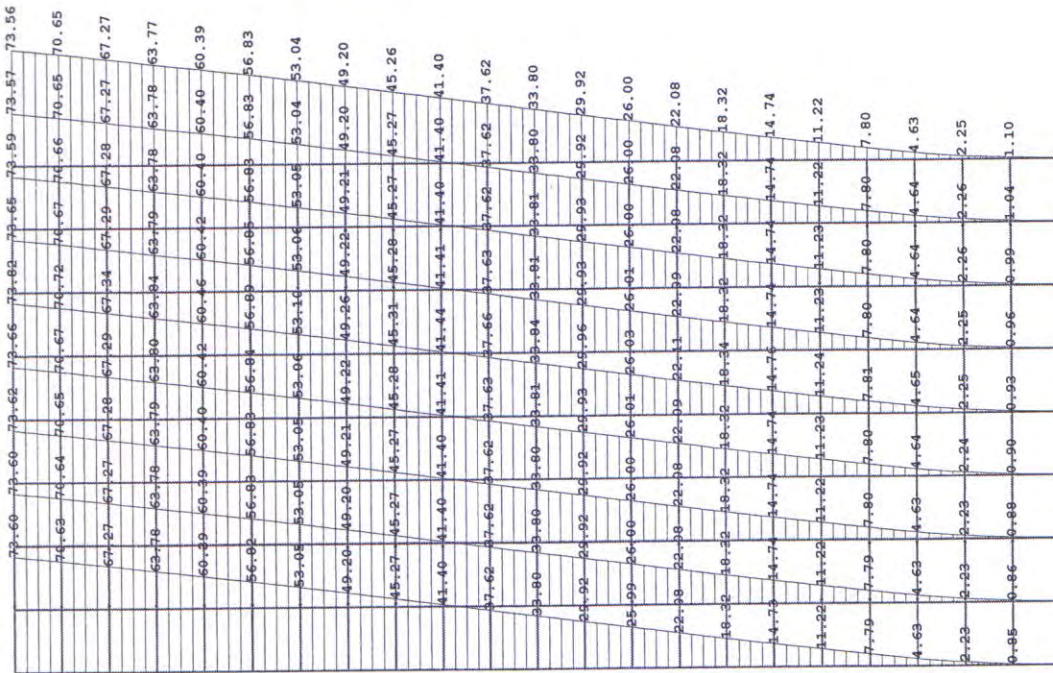
Model 3, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



Model 4, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



Model 5, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



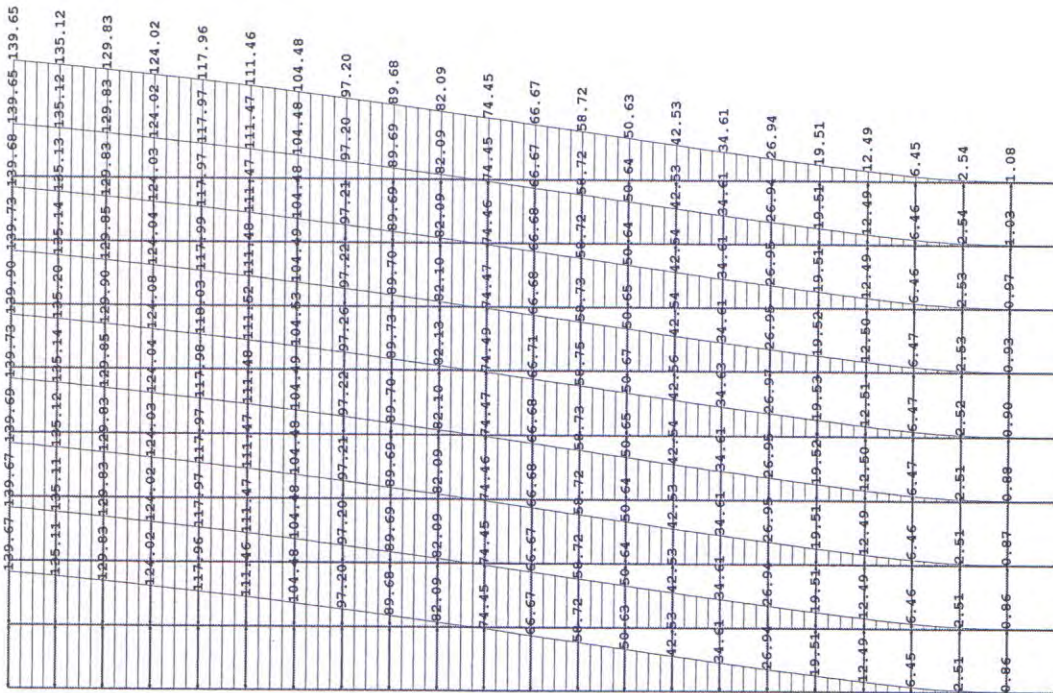
Model 6, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

77.29	77.29	77.30	77.35	77.51	77.34	77.28	77.26	77.25
74.36	74.36	74.38	74.39	74.45	74.40	74.38	74.38	74.37
70.99	70.99	70.99	71.01	71.06	71.01	70.99	70.99	70.98
67.46	67.46	67.46	67.48	67.52	67.47	67.46	67.45	67.45
64.02	64.02	64.03	64.04	64.09	64.04	64.03	64.02	64.02
60.37	60.37	60.39	60.43	60.43	60.39	60.37	60.37	60.37
56.46	56.46	56.46	56.46	56.46	56.46	56.46	56.47	56.47
52.49	52.50	52.50	52.51	52.55	52.52	52.50	52.50	52.50
48.40	48.40	48.41	48.42	48.45	48.42	48.41	48.40	48.40
44.37	44.37	44.37	44.38	44.41	44.38	44.37	44.37	44.37
40.42	40.42	40.43	40.46	40.43	40.43	40.42	40.42	40.42
36.41	36.41	36.42	36.45	36.42	36.41	36.41	36.41	36.41
32.30	32.31	32.31	32.32	32.34	32.32	32.31	32.31	32.31
28.13	28.13	28.14	28.14	28.17	28.14	28.13	28.13	28.13
23.94	23.94	23.95	23.97	23.95	23.94	23.94	23.94	23.94
19.89	19.89	19.89	19.90	19.92	19.89	19.89	19.89	19.89
16.01	16.01	16.02	16.03	16.02	16.01	16.01	16.01	16.01
12.17	12.17	12.18	12.19	12.18	12.18	12.17	12.17	12.17
8.40	8.41	8.41	8.42	8.41	8.41	8.41	8.41	8.41
4.92	4.92	4.93	4.94	4.93	4.93	4.93	4.93	4.93
2.32	2.32	2.33	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34	2.34
0.91	0.92	0.93	0.96	0.99	1.03	1.09	1.15	1.15

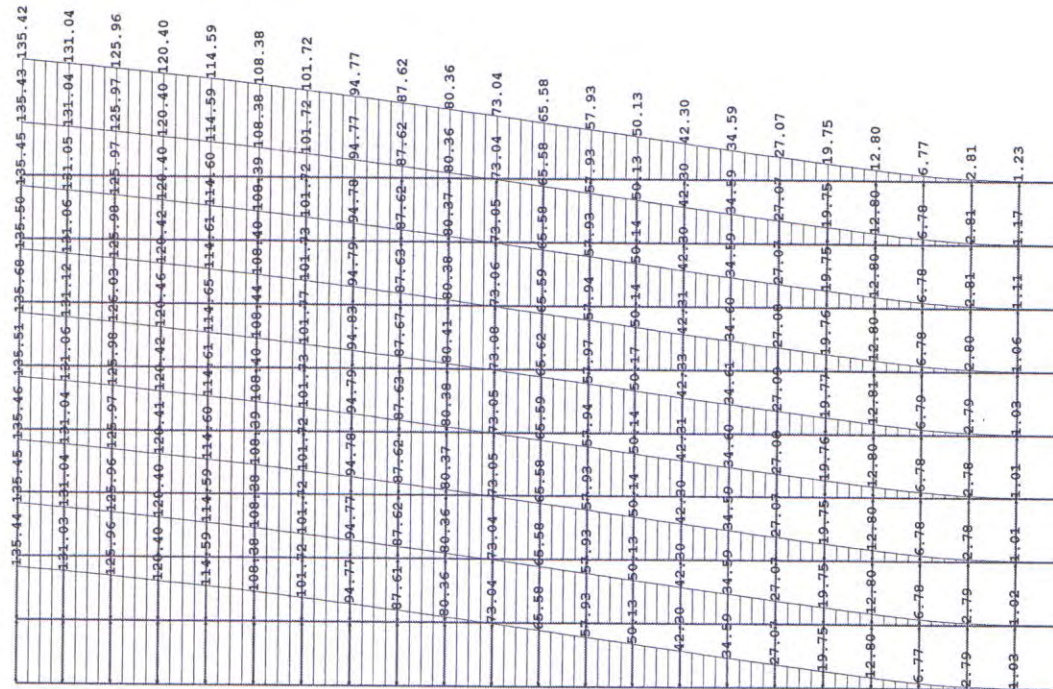
Model 7, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

162.94	162.94	162.95	162.96	162.97	162.99	162.94	162.92	162.91
157.08	157.09	157.10	157.11	157.17	157.12	157.10	157.09	157.09
153.46	153.47	153.47	153.49	153.54	153.49	153.47	153.47	153.47
148.25	148.25	148.25	148.27	148.32	148.27	148.25	148.25	148.25
135.73	135.73	135.74	135.75	135.79	135.75	135.74	135.73	135.73
122.76	122.77	122.77	122.79	122.83	122.79	122.77	122.77	122.77
119.24	119.24	119.25	119.26	119.28	119.26	119.25	119.24	119.24
110.65	110.65	110.67	110.68	110.72	110.68	110.67	110.67	110.67
101.76	101.76	101.76	101.78	101.81	101.78	101.76	101.76	101.76
92.78	92.78	92.79	92.80	92.83	92.80	92.79	92.78	92.78
83.79	83.79	83.79	83.80	83.83	83.79	83.79	83.79	83.79
74.69	74.69	74.69	74.70	74.73	74.70	74.69	74.69	74.69
65.49	65.49	65.49	65.50	65.52	65.50	65.49	65.49	65.49
56.24	56.24	56.24	56.25	56.27	56.25	56.24	56.24	56.24
47.05	47.05	47.06	47.06	47.08	47.06	47.05	47.05	47.05
38.13	38.13	38.13	38.14	38.16	38.14	38.13	38.13	38.13
29.51	29.51	29.51	29.51	29.51	29.51	29.51	29.51	29.51
21.34	21.34	21.34	21.35	21.36	21.34	21.34	21.34	21.34
13.64	13.65	13.65	13.65	13.66	13.65	13.65	13.65	13.64
7.04	7.06	7.06	7.06	7.06	7.06	7.06	7.06	7.04
2.72	2.71	2.71	2.72	2.72	2.72	2.73	2.73	2.73
0.97	0.96	0.95	0.93	0.94	0.97	1.04	1.11	1.16

Model 8, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



Model 9, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



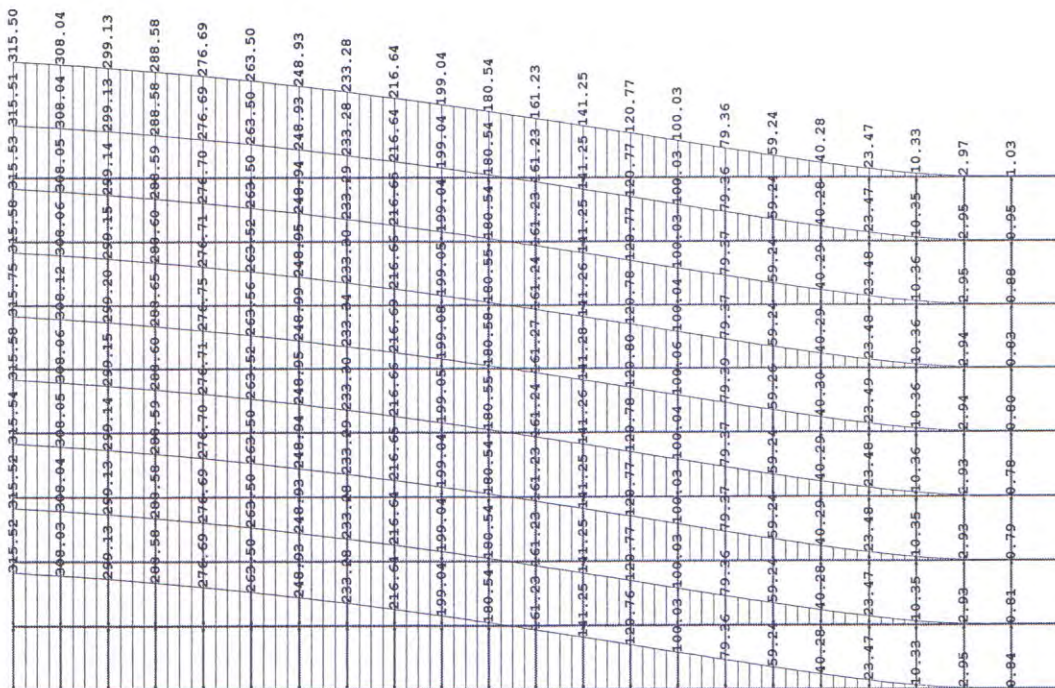
Model 10, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

220-49	220-49	220-50	220-54	220-71	220-59	220-48	220-46	220-45
219-74	219-75	219-76	219-79	219-83	219-78	219-76	219-76	219-75
205-99	205-99	205-90	206-01	206-07	206-01	205-90	205-99	205-99
191-25	191-26	191-27	191-28	191-33	191-28	191-26	191-26	191-25
187-85	187-85	187-86	187-87	187-91	187-87	187-86	187-85	187-85
177-69	177-70	177-72	177-76	177-72	177-71	177-70	177-70	177-70
166-77	166-78	166-79	166-83	166-79	166-78	166-77	166-77	166-77
155-33	155-33	155-34	155-35	155-38	155-35	155-34	155-33	155-33
143-42	143-43	143-44	143-44	143-44	143-44	143-43	143-43	143-42
131-19	131-20	131-21	131-22	131-25	131-22	131-21	131-20	131-19
118-71	118-72	118-72	118-73	118-75	118-73	118-72	118-72	118-72
105-93	105-94	105-95	105-96	105-96	105-94	105-94	105-94	105-93
94-89	94-89	94-90	94-92	94-90	94-89	94-89	94-89	94-89
79-66	79-66	79-67	79-67	79-67	79-67	79-66	79-66	79-66
66-40	66-41	66-42	66-44	66-42	66-41	66-41	66-40	66-40
53-37	53-37	53-38	53-40	53-38	53-38	53-37	53-37	53-37
40-75	40-75	40-75	40-75	40-75	40-75	40-75	40-75	40-75
28-59	28-59	28-70	28-71	28-70	28-69	28-69	28-69	28-69
17-66	17-65	17-65	17-66	17-65	17-65	17-65	17-65	17-66
9-58	9-58	9-58	9-58	9-58	9-58	9-58	9-58	9-59
3-06	3-04	3-04	3-05	3-06	3-06	3-07	3-07	3-08
1-16	1-11	1-07	1-05	1-12	1-20	1-32	1-44	

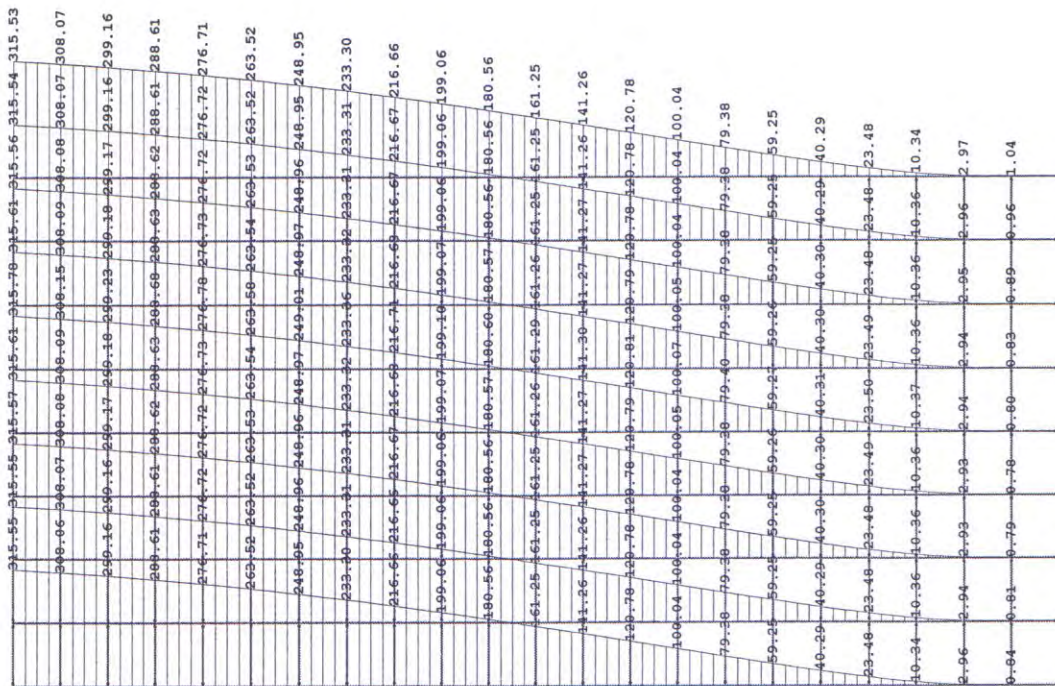
Model 11, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]

263-75	263-75	263-76	263-81	263-98	263-80	263-75	263-73	263-72
246-94	246-94	246-95	246-97	247-02	246-97	246-95	246-95	246-95
248-89	248-89	248-90	248-91	248-96	248-91	248-90	248-89	248-89
239-52	239-52	239-52	239-53	239-58	239-53	239-52	239-52	239-52
229-12	229-12	229-13	229-14	229-18	229-14	229-13	229-12	229-12
217-69	217-69	217-70	217-71	217-75	217-71	217-70	217-69	217-69
205-18	205-18	205-19	205-23	205-19	205-18	205-18	205-18	205-18
191-86	191-86	191-87	191-88	191-92	191-88	191-87	191-86	191-86
177-81	177-81	177-82	177-84	177-84	177-81	177-81	177-81	177-81
163-12	163-12	163-12	163-12	163-16	163-12	163-12	163-12	163-12
147-85	147-85	147-86	147-86	147-86	147-85	147-85	147-85	147-85
132-02	132-02	132-03	132-05	132-03	132-02	132-02	132-02	132-02
115-71	115-71	115-72	115-74	115-72	115-71	115-71	115-71	115-71
99-05	99-05	99-05	99-06	99-06	99-05	99-05	99-05	99-05
82-23	82-23	82-23	82-25	82-23	82-23	82-23	82-23	82-23
65-54	65-54	65-54	65-56	65-56	65-54	65-54	65-54	65-54
49-31	49-31	49-32	49-32	49-32	49-32	49-32	49-32	49-31
33-93	33-93	33-94	33-95	33-94	33-93	33-93	33-93	33-93
20-10	20-10	20-11	20-12	20-11	20-10	20-10	20-10	20-10
9-07	9-08	9-09	9-10	9-11	9-09	9-08	9-07	9-07
2-69	2-68	2-69	2-69	2-70	2-69	2-69	2-69	2-71
0-73	0-73	0-74	0-74	0-77	0-82	0-66	0-92	

Model 12, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



Model 13, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]



Model 14, Maksimalni horizontalni ugib u X-pravcu [mm]